149. * * * *Monografia națională a României.* Seminarul pentru construcții în zone seismice sau zone cu pământuri dificile, București, 14—18 octombrie, 1974.
150. * * * *Proiectirovanie, stroitelistvo i kontroli zdanii kotorie doljni stroitsea v rationah s trudnimi gheologhiceschimi usloviami.* Referat U.R.S.S. la seminarul pentru construcții în zonele seismice sau în zone cu pământuri dificile, București, 14—18 octombrie, 1974.
151. * * * *Concepția, construcția și controlul clădirilor în zone care prezintă condiții locale grele.* Referatul introductiv, pregătit de referenții: G. Urtado și G. Matez—Franța. Seminarul pentru construcții în zone seismice sau în zone cu pământuri dificile, București, 14—18 octombrie, 1974.
152. * * * *Normativ pentru proiectarea, executarea și exploatarea construcțiilor fundate pe pământuri sensibile la umezire* C. 7—73.
153. * * * *Normativ privind proiectarea și executarea construcțiilor fundate pe terenuri slabe.* P. 7—77. Buletinul construcțiilor, nr. 5, 1978.
154. * * * *Normativ privind consolidarea terenurilor de fundare slabe prin procedee mecanice.* C. 29—77. Buletinul construcțiilor, nr. 5, 1978.
155. * * * *Noi soluții eficiente de fundare a construcțiilor pe loessuri de mare grosime. Îndesarea de adîncime a loessurilor prin preumezire.* Referat INCERC, noiembrie, 1975.
156. * * * *Characteristics of Loess and Loess-like Soil in China and Evaluation of ther Wet-Shimping Properties and Bearing Capacity.* Institute of Complex Investigation Shensi Province — Shensi, China.
157. * * * N.I.I.O.S.P. *Rukovodstvo po proiectirovaniiu osnovanii zdanii i soorujenii.* Moskva, Gosstroiizdat, 1977.
158. * * * *Referat cu concluzii privind tasarea sub greutate proprie și sub sarcină a unui masiv de loess compactat cu piloți de pământ pe toată grosimea sensibilă la umezire (h= 22 m), în cartierul Dunărea-Galați-Microraion 21.* INCERC, iunie, 1974.
159. * * * *Stroitelinîie normî i pravila* SNiP-II-15—17, ciasti II, glava 15, Moskva, 1975.
160. * * * *Referat cu concluzii asupra experimentărilor pe teren privind îndesarea de adîncime a loessurilor prin preumezire, executate în anii 1974—1975.* INCERC, noiembrie, 1975.
161. * * * STAS 3300-77. *Teren de fundare. Calculul deformațiilor probabile.*
162. * * * STAS 8316-77. *Teren de fundare. Principii fundamentale de calcul.*
163. * * * STAS 10100/0-75. *Principii generale de verificare a siguranței construcțiilor.*
164. * * * STAS 8942/3-75. *Teren de fundare. Determinarea modulului de deformare liniară prin încercări pe teren cu placa.*
165. * * * STAS 1242/1-73. *Teren de fundare. Principii de cercetare geologică-tehnică și geotehnică a terenului de fundare.*
166. * * * STAS 1243-77. *Teren de fundare. Clasificarea și identificarea pământurilor.*
167. * * * STAS 8942/1-74. *Teren de fundare. Determinarea compresibilității pământurilor prin încercare edometrică.*
168. * * * STAS 8942/2-73. *Teren de fundare. Determinarea rezistenței pământurilor prin forfecare directă.*
169. * * * STAS 4913/3-76. *Teren de fundare. Determinarea densității pământurilor.*
170. * * * STAS 1917-73. *Teren de fundare. Caracteristici fizice și mecanice ale pământurilor.*
171. * * * *Rezultatele încercărilor de compresiune triaxială.* Referat INCERC, 1973.
172. * * * *Instrucțiuni tehnice pentru proiectarea și executarea construcțiilor fundate pe pământuri cu umflături și contracții mari* (P.U.C.M.), P70-79. În: Buletinul construcțiilor, nr. 4, 1979.
173. * * * *Sistemul internațional de unități (SI). Biroul internațional de măsuri și greutăți.* București, Editura didactică și pedagogică, 1979.

Redactor: ing. **Emilia Ilie**
Control științific: Prof. dr. ing. **Tudor Silion**
Tehnoredactor: **Valeriu Morărescu**
Coperta: **Simona Miculescu**

Bun de tipar: 12.05.1982. Coli de tipar: 17,50.
C.Z. 624.15 : 552.524.

Tiparul executat sub comanda nr. 52/1982 la Întreprinderea Poligrafică „Crișana" Oradea, str. Moscovei nr. 5.
Republica Socialistă România

95. Mustafaev, A. A. *Kriterialinîe uravnenia prosadocinih deformaţii v lessovîh gruntah.* În: Osnovania, fundamenti i mehanika gruntov, nr. 5, 1962.
96. Nicolau, C., Kellner, P. şi Gazdaru, A. *Executarea construcţiilor hidrotehnice pentru lucrările de îmbunătăţiri funciare.* Vol. II. Bucureşti, Editura CERES, 1980.
97. Păunescu, M. *Tehnica vibrării în realizarea fundaţiilor.* Timişoara, Editura Facla, 1979.
98. Păunescu, M. *Îmbunătăţirea terenurilor slabe în vederea fundării directe.* Bucureşti, Editura tehnică, 1980.
99. Philip, J. R. *The theory of infiltration*: 1. *The filtration ecuation and its solution.* În: Soil Sci., vol. 83, nr. 5, may, 1957.
100. Philip, J. R. *The theory of infiltration*: 2. *The profile of infinity.* În: Soil, Sci., vol. 83, nr. 6, june, 1957.
101. Philip, J. R. *The theory of infiltration*: 3. *Moisture profils and relation to experiment.* În: Soil Sci., vol. 84, nr. 3, 1957.
102. Philip, J. R. *The theory of infiltration*: 4. *Sorptivity and algebraic infiltration ecuations.* În: Soil Sci., vol. 84, nr. 4, sept. 1957.
103. Philip, J. R. *The theory of infiltration*: 5. *The influence of the initial moisture content.* În: Soil Sci., vol. 84, nr. 5, oct. 1957.
104. Philip, J. R. *The theory of infiltration*: 6. *Effect of water depth aver soil.* În: Soil Sci., vol. 85, february, 1957.
105. Pietraru, V. *Calculul infiltraţiilor.* Bucureşti, Editura CERES, 1977.
106. Pokrovschii, G. I. şi Fedorov, I. S. *Tentrobejnoie modelirovanie v stroitelinom dele.* Moskva, Stroiizdat, 1968.
107. Polubarinova-Kocina, P. I. *Teoria dvijenia gruntovîh vod.* Moskva, Gos. izd. tehn. teor. lit., 1952.
108. Popsuenko, T. K. *Osadki zdanii, vozvedenih na gruntah s II tipom prosadocinosti.* În: Osnovania, fundamenti i mehanika gruntov, nr. 1, 1980.
109. Rabinovici, I. G. *Krascetu prosadki osnovanii ot nagruzki fundamentov.* În: Osnovania, fundamenti i mehanika gruntov, nr. 6, 1978.
110. Rabinovici, I. G. *Rascet uvlajnennih zon v lessovîh prosadocinih gruntah.* În: Osnovania, fundamenti i mehanika gruntov, nr. 5, 1976.
111. Rabinovici, I. G. *Priblijennii rascet razvitia prosadki lessovîh gruntov ot sobstvennogo vesa.* Konstrukţii jilîh i obscestvennîh zdanii, Kiev, 1979.
112. Rabinovici, I. G. *Osobennosti razvitia prosadki lessovîh gruntov vo vremeni.* În: Osnovania, fundamenti i mehanika gruntov. nr. 5, 1974.
113. Rabotnov, I. N. *Nekotorîe voprosî teorii polzucesti.* În: Vestnik MGU, nr. 10, 1948.
114. Richards, L. A. *Capillary condition of liquids through porous mediums.* În: Physics, s, 318—333, 1931.
115. Rjaniţîn, A. E. *Teoria polzucesti.* Moskva, T.L.p.s., 1968.
116. Rode, A. A. *Ghidrofizica pociv.* Mejdunarodnoie rukovodstvo po oroşeniiui drenaju zasolenih pociv. gl. IV. Moskva, Izd. Pocivenogo Instituta A.N. SSR, 1966.
117. Scheidig, A. *Der loess und seine geotehnischen Eigenschaften.* Dresden und Leipzig, 1934.
118. Silion, T. *Geologie, geotehnică şi fundaţii*, vol. III, Iaşi, 1973.
119. Silion, T. şi Răileanu, P. *Pământuri macroporice sensibile la umezire.* Cursuri post-universitare, Iaşi, 1978.
120. Silion, T. şi Ciornei, A. *Observaţii asupra fenomenului de tasare prin umezire a pământurilor loessoide de Iaşi.* În: Revista Construcţii, nr. 5, 1979.
121. Silion, T., Dianu, V., Coşovliu, O. şi Istrate, M. *Analiza unor modele reologice ale procesului de tasare la depunerile loessoide sensibile la umezire,* Iaşi, A IV-a Conferinţă de geotehnică şi fundaţii, 1979.

122. Silion, T., Dianu, V., Coşovliu, O. şi Istrate, M. *Criterii de similitudine pentru procesul de tasare suplimentară.* Iaşi, A IV-a Conferinţă de geotehnică şi fundaţii, 1979.
123. Skempton, A. W. şi Macdonald, D. H. *The allovable settlement of buildings.* În: Proc. Inst. C.E., vol. 5, nr. 3, dec. 1956.
124. Stănculescu, I. *Reglementarea tehnică pentru fundaţii.* Seminar pentru construcţii în zone seismice sau în zone cu pământuri dificile. Bucureşti, 14—18 oct., 1974.
125. Stănculescu, I. şi Popescu, M. *Studiul problemei plane de migraţie a apei în pământurile active nesaturate.* Timişoara, A III-a Conferinţă de geotehnică şi fundaţii, 1975.
126. Stănculescu, I. *Redresarea blocului K din şoseaua Giurgiului—Bucureşti.* În: Revista Construcţii şi materiale de construcţii, nr. 13, 1967.
127. Stănculescu, I. *Geotehnică şi fundaţii.* Curs litografiat, Bucureşti, 1968.
128. Şahsuvarov, G. S. *Voprosî stroitelistva krupnopanelinîh zdanii na prosadocinîh gruntah Azerbaidjana.* Baku, A.G.I., 1972.
129. Sipulin, I. K. *Nomograma dlea vîcislenia criteria prosadocinosti ili nabuhania gruntov.* În: Osnovania, fundamenti i mehanika gruntov, nr. 1, 1970.
130. Tayb, A. H. Proc. Midv. Conf. Fluid, Dynamics (mai 1950) 121.
131. Teodorescu, S., Coşovliu, O., Dianu, V. şi Gheorghiu, V. *Contribuţii la studiul caracteristicilor de deformaţie ale loessurilor din raza oraşului Galaţi.* Timişoara, A III-a Conferinţă de geotehnică şi fundaţii, 1975.
132. Terzaghi, K. *Teoria mehaniki gruntov.* Moskva, Gostroiizdat, 1961.
133. Timoshenko, S. şi Gere, J. *Theory of elastic stability.* New-York, Mc. Graw-Hill Book Company, 1961.
134. Tomescu, N. *Probleme actuale ale loessului şi ale fundării construcţiilor pe loessuri.* În: revista Construcţii, nr. 4. 1972.
135. Tomescu, N. *Un parametru unic pentru exprimarea proprietăţilor fizice ale pământurilor.* (Studiu nepublicat).
136. Tomlinson, M. J. *Foundation design and construction.* Pitman Publishing, 1969.
137. Tugaenko, I. F. *Ispravlenie crena 16 etajnogo, jilogo doma.* În: Osnovania, fundamenti i mehanika gruntov, nr. 2, 1979.
138. Ţitovici, N. A. *Soil mechanics*-Moscow, Mir Publishers, 1978.
139. Ţitovici, N. A. *Mehanika gruntov.* Moskva, Vissaia Scola, 1979.
140. Ţitovici, N. A. *Nekotorîe voprosî mehaniki strukturno-neustoicivih gruntov.* Budapeşt, Mejdunarodnaia conferenţia po mehanike gruntov i fundamentostroeniiu, Seniteabr, 1963.
141. Vaicum, A. *Studiul reologic al corpurilor solide.* Bucureşti, Editura Academiei R.S.R., 1978.
142. Vasilescu, A. *Analiza dimensională şi teoria similitudinii.* Bucureşti, Editura Academiei R.S.R., 1969.
143. Vealov, S. S. *Reologhiceschie osnovî mehaniki gruntov.* Moskva, Vissaia Scola, 1978.
144. Verighin, N. N. *Dvijenie vlagli v pocive.* D.A.N., T.9, vip. 2, 1953.
145. Verighin, N. N., Vasiliev, S. V., Sarkisean, V. S. şi Serjukov, B. S. *Ghidrodinamiceskie i fizico-himiceskie svoistva gornîh porod.* Moskva, Nedra, 1977.
146. Zurnadji, V. A., Ananiev, V. P. şi Ghilman, I. D. *Osnovania i fundamentî na lessovîh prosadocinîh gruntah.* Rostov-na Donu, I.R.U., 1968.
147. Youngs, E. G. *Redistribution of moisture in porous materials after infiltration* (1). În: Agricultural Research Council Unit of Soil Physics. Cambridge, England, October, 1957.
148. Youngs, E. G. *Redistribution of moisture in porous materials after infiltration* (2). În: Agricultural Research Council Unit of Soil Physics. Cambridge, England, October, 1957.

43. Dima, Gh. *Cercetări privind noi soluții în domeniul geotehnicii și fundațiilor.* În: Studii și cercetări INCERC, vol. 1, 1977.
44. Dima, Gh. Sbenghe, R. și Vancea, M. *Cu privire la eficacitatea compactării pe adîncime cu piloți de pămînt la fundarea construcțiilor pe loessuri și pămînturi loessoide.* București, A III-a Conferință de geotehnică și fundații, 1971.
45. Dron, A. *Îmbunătățirea pămînturilor de fundații. Fundații pe loessuri și pămînturi loessoide.* București, I.C.D.T., 1968.
46. Dron, A. *Lucrări de îmbunătățiri funciare și construcții hidrotehnice pe loessuri și pămînturi loessoide.* București, Editura CERES, 1976.
47. Florin, V. A. *Osnovî mehaniki gruntov.* T. II, Moskva, 1961.
48. Folque, J. B. *Reologia de solos nao saturados.* În: Memoria nr. 176, Lisboa, 1969.
49. Florin, V. A. *Osnovî mehaniki gruntov.* Th. I, Moskva, Gosstroiizdat, 1953.
50. Gardner, U. G. și Poulins, S. L. *Vodnofiziceschie svoistva oroșaemîh pociv aridnoi zonî.* Mejdunarodnoe rucovodstvo po oroșeniiu i drenaju zasolennîh pociv. Moskva, Izd. Pocivennogo Instituta, 1966.
51. Gardner, W. *The movement of soil moisture.* În: Soil. Sci. nr. 11, 1921.
52. Ghilgs, E. C. *The transport of water trough neovy clays soils.* În: I. Agr. Sci. 26, 114—126, 1936.
53. Ghilgs, E. C. *The transport of water trough neovy clays soils.* În: I. Agr. Sci. 26, 527—545, 1936.
54. Ghilgs, E. C. și Collis-George, N. *The permeability of porous materials.* În: Proc. Roy. Soc. 210A, 392—405, 1950.
55. Godjaeva, R. I. *Issledovanie vlianta temperaturî vodi na prosadocinosti iessovîh gruntov.* În: Voprosî mehaniki gruntov i fundamentostroenia, Baku, 1972.
56. Goldstein, M. N. *Uprascionnîi metod opredelenia otnositelinoi prosadocinosti lessovîh gruntov.* În: Osnovania, fundamenti i mehanika gruntov, nr. 1, 1978.
57. Grigorian, A. A. *Prosadka lessovîh gruntov pod hidrodinamiceskim davleniem.* În: Osnovania, fundamenti i mehanika gruntov, nr. 4, 1968.
58. Grigorian, A. A. *Deformiruemosti lessovogo grunta pri razlicinom napreajenom sostoianii.* În: Mehanika, gruntov — NIIOSP, Sbornic, nr. 43, Moskva, 1961.
59. Grim, R. E. *Applied clay mineralogy.* New-York-Toronto-London, 1965.
60. Haș, I. și Botea, E. *Un model reologic al comportării rocilor.* Timișoara, A III-a Conferință de geotehnică și fundații, 1975.
61. Hîncu, Gh. *Fundații de suprafață experimentale pe loess, executate la construcția Combinatului siderurgic Gh. Gh. Dej, Galați.* București, IDT, 1966.
62. Holz and Hilf. *Settlement of soil foundations due to the saturation.* În: Comtes rendus 5-e Congres International Soils Travaux, Paris, Dunod, 1961.
63. Huang, Van, Tan. *Wiznoczanie osiadan fundamentov przi nilliniowym odksztalceniu prodloza grundowego.* În: Inzynieria i Budownictwo, nr. 7, 1978.
64. Ivanov, P. L. *Uplotenie nesviaznîh gruntov vzrîvami.* Leningrad, Stroiizdat, 1967.
65. Kezdi, A. *Handbuch der bodenmechanik.* Berlin, VEB, 1969.
66. Klute, A. *The numerical method for solving the flow equation for water in unsaturated materials.* În: Soils Sci. 73, 105—116, 1952.
67. Krongold, E. K. și Aliev, E. M. *K voprosu modelirovania prosadocinîh profesov v lessovîh gruntah.* În: Voprosî mehaniki prosadocinîh gruntov, Baku, 1967.
68. Krongold, E. K. și Mir-Djavadov, M. A. *Kapilearnîi podiem v grunte s ucetom nepolnogo vodonasîșcenia.* În: Voprosî mehaniki gruntov i fundamentostroienia, Baku, 1972.
69. Krutov, V. I. *Rascet fundamentov na prosadocinîh gruntah.* Moskva, Stroiizdat, 1972.
70. Krutov, V. I. *Uplotnenie prosadocinîh gruntov.* Moskva, Stroiizdat, 1974.
71. Krutov, V. I. *Gorizontalinîie peremescenia poverhnosti lessovîh gruntov pri prosadke ih ot sobstvenogo vesa.* În: Voprosî stroitelistva hidrotehniceskih soorujenii na prosadocinîh gruntah. Baku, 1969.

72. Krutov, V. I. *Vlianie stepeni povîșenia vlajnosti na otnositelinuiu prosadocinosti i uplotnenie lessovîh gruntov.* În: Osnovania, fundamenti i mehanika gruntov, nr. 1, 1980.
73. Krutov, V. I. și Filina, I. I. *Rascet gorizontalinîh peremescenii pri prosadke lessovîh gruntov ot sobstvennogo vesa.* În: Osnovania, fundamenti i podzemnîie soorujenia, Sbornic, nr. 62, Moskva, 1973.
74. Larionov, A. K. *Priroda prosadocinîh lessovîh gruntov.* În: Voprosî stroitelistva ghidrotehniceskih soorujenii na prosadocinîh gruntah. Baku, 1969.
75. Larionov, A. K. *Injenerno-gheologhicescoe izucenie structuri rihlîh osadocinih porod.* Moskva, Izd. Nedra, 1966.
76. Larionov, A. K. *O roli svobodnogo vozduha v lessovîh porodah v formirovanii ih svoistv.* Naucinaia tehniceskaia informația problemoi laboratorii-Stroitelistvo soorujenii na loessovîh porodah-vîpusk II, Voronej, 1963.
77. Larionov, A. K. *Lessovîie porodi i ih stroitelinîie svoistva.* Moskva, Gosgheotehizdat, 1959.
78. Leibenzon, L. S. *Dvijenie prirodnîh jidkostei i gazov v poristoi srede.* Moskva-Leningrad, Gostehizdat, 1947.
79. Leibenzon, L. S. *Zavisimosti vodopronițaemosti pocivogruntov ot soderjașcegoșea v nih vozduha.* D.A.N., t 69, nr.2, 1949.
80. Likov, A. V. *Teoreticeschie osnovî stroitelinoi teplotehniki.* Minsk, Izd. A.N. BSSR, 1961.
81. Likov, A. V. *Teoria suşki.* Moskva, Energhiia, 1968.
82. Lytton, R. L. și Kher, R. K. *Prediction of moisture movement in expansive clays.* Res. Rep. 118—3, Center for Highway Res. Austin, Texas, 1970.
83. Manoliu, I. *Fundații și procedee de fundare.* București, Editura didactică și pedagogică, 1978.
84. Marcu, A. *Cu privire la domeniul de valabilitate al calculului deformațiilor terenului de fundare în ipoteza mediului liniar deformabil.* Timișoara, A III-a Conferință de geotehnică și fundații. 1975.
85. Mocialov, I. P. și Vinogradov, G. N. *Zavisimosti velicinî deformații lessovogo osnovania ot razmerov istocinika zamacivania.* În: Osnovania, fundamenti i mehanika, gruntov-Vsesoiuznoie soobscenie, Kiev, 1971.
86. Musaelean, A. A. *O prosadocinîh svoistvah lessovîh-gruntov prin kratkovremennîh (ilikleskih) vozdeistviah.* În: Osnovania, fundamenti i mehanika gruntov-Vsesoiuznoie soobscenie, Kiev, 1971.
87. Momanu, Gh. și Dianu, V. *Unele considerații privind dispunerea și alcătuirea rosturilor de tasare-dilatație la clădiri.* În: Revista Construcții, nr. 12, 1973.
88. Mustafaev, A. A. *Voprosî rascela zdanii i soorujenii na prosadocinîh gruntah.* Baku, 1974.
89. Mustafaev, A. A. și Zeinalova, O. A. *K voprosu o filtrații v prosadocinîh loessovîh gruntah.* În.: Osnovania, fundamenti i mehanika gruntov, nr, 3. 1970.
90. Mustafaev, A. A. *Osnovî mehaniki prosadocinîh gruntov.* Moskva, Stroiizdat, 1978.
91. Mustafaev, A. A. *Teoreticeskie osnovî profesa uvlajnenia lessovîh gruntov.* În: Voprosî mehaniki prosadocinîh gruntov. Baku, 1967.
92. Mustafaev, A. A. *Rascet osnovanii i fundamentov na prosadocinîh gruntah.* Moskva, Vissaia școla, 1979.
93. Mustafaev, A. A. *Rascet parametrov profesa prosadki lessovîh gruntov.* În Voprosî stroitelistva ghidrotehniceskih soorujenii na prosadocinîh gruntah. Baku, 1969.
94. Mustafaev, A. A., Cigniev, G. D. și Nazirova, G. I. *O reologhiceskoi prirode deformații nabuhania i prosadki v lessovîh gruntah.* În: Osnovania, fundamenti i mehanika gruntov, nr. 5, 1974.

BIBLIOGRAFIE

1. Abelev, I. M. și Abelev, M. I. *Osnovî proiectirovania i strottelistva na prosadocinîh macroporistîh gruntah.* Moskva, Stroiizdat, 1979.
2. Aliev, S. K. și Suleimanov, N. A. *Issledovanie deformații lessovîh gruntov s pomoșciu țentrobejnogo modelirovania.* În: Voprosî mehaniki gruntov i fundamentostroienia. Ucenie zapiski, nr. 2, Baku, 1972.
3. Aliev, S. K. *Ob odnom kriterii dlea oțenki prosadocinîh lessovîh gruntov.* În: Voprosî mehaniki gruntov i fundamentostroienia. Ucenie zapiski, nr. 2, Baku, 1972.
4. Ananiev, V. P., Ghilman, Ia. D., Korobkin, V. I. și Dejin, I. V. *Lessovie porodi kak osnovania zdanii i soorujenii.* Rostov na Donu, I.R.U., 1976.
5. Ananiev, V. P. și Ghilman, Ia. D. *Lessovie porodi osnovania zdanii i soorujenii.* Rostov na Donu, I.R.U., 1968.
6. Ananiev, V. P., Brailovski, G. L. și Prihodcenco, O. E. *K voprosu prognozirovania deformații lessovoi prosadocinoi tolșci pri podieme urovnea grunțovîh vod.* În: Izv. Cev. Kavkaz. nauci. țentra vîss. școla tehn. nr. 4, 1977.
7. Andrei, S. *Geotehnica — fizica pământurilor.* Institutul de construcții București, 1974.
8. Andrei, S. *Apa în pământurile nesaturate.* București, Editura tehnică, 1967.
9. Andrei, S. și Athanasiu, C. *Influența alcătuirii și stării asupra proprietăților pământurilor.* Iași, A IV-a Conferință de geotehnică și fundații, 1979.
10. Antonescu, I. și Popa, B. *Probleme referitoare la realizarea construcțiilor pe pământuri sensibile la umezire.* În: Revista Construcții, nr. 6, 1981.
11. Avereanov, S. F. *Zavisimosti vodopronițaemosti pocivogruntov ot soderjașcegosea v nih vozduha.* D.A.N.t 69, nr. 2, 1949.
12. Balaev, L. G. *Prosadocinîe deformații lessovîh gruntov pod irigaționnîmi canalami Basșcoi orositelinoi Sistemî Tadjikscoi S.S.R.* Nauci, zap. Moskovskogo in-ta inje-nerov vodnogo hoz-va im. V. V. Viliamsa, C. XXIII, 1960.
13. Bally, R. J. *Loessurile în construcții.* București, Editura tehnică, 1971.
14. Bally, R. J. *Cu privire la calculul migrației apei din pământurile nesaturate.* În: Studii de geotehnică, fundații și construcții hidrotehnice — X, București, 1965.
15. Bally, R. J., Antonescu, I. și Perlea, V. *Cu privire la infiltrația și circulația apei prin masivele de loess.* În: Studii de geotehnică, fundații și construcții hidrotehnice — X, București, 1968.
16. Bally, R. J., Antonescu, I. și Ottulescu, D. *Studiul privind determinarea cauzelor creșterii nivelului loessului umezit în cartierul Țiglina I și Țiglina II, Galați.* Referat parțial, București, 1972.
17. Beleș, A., Mihăilescu, C. și Mihăilescu, Șt. *Calculul construcțiilor amplasate pe terenuri deformabile.* București, Editura Academiei R.S.R., 1977.
18. Beleș, A., Stănculescu, I. și Schally, V. *Probleme referitoare la tasarea construcțiilor pe loess.* În: Revista Construcții și materiale de construcții, nr. 12, 1964.
19. Bjerrum, L. *Discution on compressibility of soils.* În: Proc. Europ. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 2, Wiesbaden, 1963.
20. Botman, G. B. și Colman, E. A. *Moisture and energy during downward entry of water into soils.* În: Soil Sci. Soc. Amer. Proc. (1943) 8.

21. Budagovskii, V. F. *Vpitîvanie vodî v pocivu.* Moskva, Izd. A.N.S.S.R. 1955.
22. Caquot, A. și Kerisel, J. *Tratat de mecanica pământurilor* (trad. din l. franceză), București, Editura tehnică, 1968.
23. Cijevski, M., Grecu, V. și Dobrescu, M. *Prelucrări statistice privind parametrii tehnologici de compactare, pentru două tipuri de pământuri din podișul central moldovenesc.* Iași, A IV-a Conferință de geotehnică și fundații, 1979.
24. Ciubarova, N. P. *Opredelenie visoti kapilearnogo podneatia vodi v sveazniîh gruntah.* În: Sb. nr. 56, NII osnovanii. Osnovania i fundamentî. Moskva, Stroiizdat, 1966.
25. Coșovliu, O. *Câteva probleme referitoare la relația dintre tasările neuniforme ale pământurilor sensibile la umezire și apariția stării de fisurare la clădirile fundate pe astfel de terenuri.* Timișoara, A III-a Conferință de geotehnică și fundații, vol. II, 1975.
26. Cornea, A., Vintilă, I. și Canarache, A. *Dicționar de știința solului.* București, Editura științifică și enciclopedică, 1977.
27. Colabuhova, I. I. *Dve zadaci neustanovivșeisea filtrații pri nasîșcennosti gruntov.* În: Izd. A.N.S.S.R., Ser. Mehanika i mașinostroienia, nr. 3, 1959.
28. Cristescu, S. *Determinarea caracteristicilor reologice ale terenului de fundare.* INCERC, 1978.
29. Cuniițescu-Jianu, G. și Bălășescu, A. *Reducerea perioadei de urmărire a deformațiilor pământurilor.* București, A II-a Conferință de geotehnică și fundații, 1971.
30. Dadașev, A. N. *Oțenka velicinî uprughih deformații lessovîh gruntov v zavisimosti ot vlajnosti.* În: Voprosî mehaniki prosadocinîh gruntov, Baku, 1967.
31. Denisov, N. I. *O pritrode prosadocinîh tavlenii v lessovîh suglinkah.* Moskva-Leningrad, Stroiizdat, 1946.
32. Dianu, D. V., Gheorghiu, V. și Lukacs, M. *Calculul tasării în timp a loessului natural din cartierul Dunărea-Galați.* Timișoara, A III-a Conferință de geotehnică și fundații, 1975.
33. Dianu, D. V. *Rezultati ot izpitvaneto na loessovi pocivi s șciampa i v triosnia pribor.* În: Revista Stroitelstvo, nr. 6, 1978.
34. Dianu, D. V., Bălan, M., Gheorghiu, V. și Likacs, M. *Interpretarea rezultatelor măsurătorilor obținute la încercările de teren cu placa.* Timișoara A III-a Conferință de geotehnică și fundații, 1975.
35. Dianu, D. V., Coșovliu, O. și Gheorghiu, V. *Elemente de proiectare a fundațiilor pe terenuri de loess premmezite.* Iași, Simpozionul național „Interacțiunea construcțiilor cu mediul înconjurător", 1978.
36. Dianu, D. V. și Istrate, M. *Variația pe adîncime a presiunii critice.* Iași, A IV-a Conferință de geotehnică și fundații, 1979.
37. Dianu, D. V., Coșovliu, O. și Istrate, M. *Raporturile criteriale pentru interacțiunea dintre procesele de infiltrare și tasare la depunerile loessoide sensibile la umezire.* Iași, A IV-a Conferință de geotehnică și fundații, 1979.
38. Dima, Gh. și Popescu, R. *Concepția, construcția și controlul clădirilor și construcțiilor amplasate în zone cu pământuri deformabile.* București, Seminarul pentru construcții în zone seismice sau în zone cu pământuri dificile, 1974.
39. Dima, Gh., Popescu, R. și Vancea, M. *Studii privind criteriile de identificare și clasificare a pământurilor macroporice sensibile la umezire.* În: Revista Construcții, nr. 11, 1972.
40. Dima, Gh., Sbenghe, R. și Neacșu, I. *Cercetări privind fundarea pe loessuri și pământuri loessoide în R.S.R.* În: Revista Construcții, nr. 7, 1972.
41. Dima, Gh., Sbenghe, R. și Vancea, M. *Cu privire la modul de evaluare a tasării loessurilor umezite.* București, A II-a Conferință de geotehnică și fundații, 1971.
42. Dima, Gh. și Sbenghe, R. *Criterii de apreciere a sensibilității la umezire a loessurilor și pământurilor loessoide.* În: Studii și cercetări INCERC, nr. 1, 1970.

Anexa II

Unități de măsură ale sistemului internațional (SI) și raportul cu unitățile altor sisteme

Mărimea	Denumirea și simbolul unității	Unitatea de măsură în alte sisteme	Traducerea unității altor sisteme în unități SI
Lungimea	metru (m) 1 m=10^3 mm=10^3 μm (micrometru)	micron (μ) ångström (Å)	1 μ=10^{-6} μm 1 Å=10^{-4} μm=10^{-10} m
Forța, încărcarea	newton (N) 1 N=10^{-3} kN= =10^{-6} MN	dyna (dyn) kilogram-forță (kg; kgf)	1 dyn=10^{-5} N 1 kg=9,81 N≈10 N 1 g=9,81·10^{-3} N≈10 mN
Tensiunea mecanică	pascal (Pa) (1 Pa=1 N/m²) 1 Pa=10^{-3} kPa= =10^{-6} MPa	kilogram-forță pe centimetru pătrat (kgf/cm²)	1 kg/cm²=9,81·10^4 Pa≈10^5 Pa≈10^{-1} MPa 1 kg/mm²=9,81·10^6 Pa≈10^7 Pa=10 MPa
Încărcarea de suprafață	pascal (Pa)	bar, atmosfera tehnică (at), kg/cm², atmosfera fizică (atm), dyn/cm²	1 bar=10^5 Pa 1 at=1 kg/cm²=9,81·10^5≈10^5 Pa 1 atm=76 cm coloană de mercur=1,01·10^5 Pa 1 dyn/cm²=9,81·10^{-2} Pa≈10^{-1} Pa
Energie, lucru mecanic	joule (J)	kilogram-forță-metru (kgfm), erg	1 kgm=9,81 J≈10 J 1 erg=10^{-7} J
Cantitatea de căldură	joule (J)	calorie (cal), kilocalorie (Kcal)	1 cal=4,1868 J 1 kcal=10^3 cal=4,1868·10^3 J=4,1868 KJ
Putere	watt (W)	kgm/s cal/s	1 kgm/s=9,8 watt≈10 W 1 cal/s=4,1868 W 1 Kcal/s=4,1868 kW
Viscozitatea dinamică	pascal secundă (Pa·s)	poise (P) dyn·s/cm²	1 P=1 dyn·s/cm²=1,2·10^3 g·s/cm²=10^{-1} Pa·s
Tensiunea superficială	newton pe metru (N/m)	dyn/m kgf/m	1 dyn/m=10^{-5} N/m 1 kgf/m=9,81 N/m≈10 N/m
Greutatea	newton (N) (1 N=1 kg·m/s²)	kg (kgf)	1 kg=9,81 N≈10 N

Anexa III

Multiplii și submultiplii zecimali ai unităților SI

Factorul de multiplicare	Prefixul	Simbolul
10^{18}	exa	E
10^{15}	peta	P
10^{12}	tera	T
10^9	giga	G
10^6	mega	M
10^3	kilo	k
10^2	hecto	h
10^1	deca	da

Factorul de multiplicare	Prefixul	Simbolul
10^{-1}	deci	d
10^{-2}	centi	c
10^{-3}	mili	m
10^{-6}	micro	μ
10^{-9}	nano	n
10^{-12}	pico	p
10^{-15}	fento	f
10^{-18}	atto	a

Valorile coeficientului condițiilor de lucru m_l *Tabelul I.6*

Denumirea terenului de fundare	m_l — la clădiri cu structură rigidă pentru raportul L/H (L — lungimea clădirii) (H — înălțimea clădirii)	
	≥ 4	$\leq 1,5$
Nisipuri prăfoase:		
uscate sau umede ($S_r \leq 0,8$)	1,2	1,44
foarte umede sau saturate ($S_r > 0,8$)	1,1	1,32
Pământuri argiloase cu $I_c \geq 0,5$	1,2*	1,32
Pământuri argiloase cu $I_c < 0,5$	1,1**	1,1

Notă. Cînd caracteristicile de rezistență se stabilesc pe baza tabelului I.8, valorile lui m_l din tabelul I.6 se împart la coeficientul de siguranță $K_s = 1,1$ [159].

* Se referă la loessurile și pămînturile loessoide sensibile la umezire care au posibilitatea de a fi umezite.

** Se referă la loessurile și pămînturile loessoide sensibile la umezire care nu au posibilitatea de a fi umezite.

3. Calculul la starea limită de capacitate portantă

În calculul terenului de fundare prin starea limită de capacitate portantă, se cere ca încărcarea de calcul asupra terenului de fundare, provenită din acțiunile din grupările speciale să fie mai mică sau cel mult egală cu capacitatea portantă de calcul a terenului de fundare p_{cr}.

Aceasta din urmă se determină funcție de coeficienții de capacitate portantă N_γ, N_q, N_c și de coeficienții care depind de forma tălpii. Acești coeficienți sînt dați în tabelul I.7 și I.8.

Tabelul I.7

Valorile coeficienților N_γ, N_q, N_c pentru calculul presiunii critice p_{cr}

$\Phi°$	N_γ	N_q	N_c
0	0,00	1,0	5,1
5	0,1	1,6	6,5
10	0,2	2,5	8,3
15	0,7	3,9	11,0
20	1,8	6,4	14,8
22, 30′	2,7	8,2	17,5
25	4,1	10,7	20,7
27, 30′	6,1	13,9	24,9
30	9,0	18,4	30,1
32, 30′	13,6	24,6	37,0
35	20,4	33,3	46,1
37, 30′	31,0	45,8	53,4
40	47,7	62,4	75,3
42, 30′	75,0	91,9	99,3
45	120,5	134,2	133,9

Tabelul I.8

Valorile coeficienților λ_γ, λ_q, λ_c pentru calculul presiunii p_{cr}

Forma fundației	λ_c, λ_q	λ_γ
Continuă	1,0	1,0
Dreptunghiulară $B/L \geq 0,2$	$1+0,3\ B'/L'$	$1-0,4\ B'/L'$
Pătrat, cerc	1,3	1,6

Dimensiunile reduse ale tălpii fundației L' și B' se determină cu formulele:

$$L' = L - 2e_1; \quad B' = B - 2e_2$$

în care: L, B sînt dimensiunile tălpii fundației;

e_1, e_2 — excentricitățile rezultantei încărcărilor de calcul față de axa transversală, respectiv față de axa longitudinală a tălpii fundației.

Suprafața redusă a tălpii fundației: $A' = L' \cdot B'$, [m²].

4. Calculul pe baza presiunilor convenționale de calcul

Calculul pe baza presiunilor convenționale de calcul se face pentru construcțiile din clasa de importanță III, IV și V (tabelul I.9) cînd studiul geotehnic nu cuprinde date pentru efectuarea calculului la starea limită de deformații. În acest caz se aplică relațiile (6.9) și (6.10) în care p_{conv} are valoarea din tabelul 6.2.

La excentricități după o direcție:

— în gruparea fundamentală $p_{ef\ max} \leq 1,2\ p_{conv}$;

— în gruparea specială $p_{ef\ max} \leq 1,6\ p_{conv}$.

La excentricități după ambele direcții:

— în gruparea fundamentală $p_{ef\ max} \leq 1,5\ p_{conv}$;

— în gruparea specială $p_{ef\ max} \leq 2,0\ p_{conv}$.

p_{ef}, $p_{ef\ max}$, p'_{ef} și $p'_{ef\ max}$ au semnificațiile din relațiile (6.9) și (6.10).

Tabelul I.9

Clase de importanță a construcțiilor conform STAS 10100/0-75

Clasa de importanță	Caracterizare
I	Construcții de importanță excepțională: — Construcții a căror avariere are urmări catastrofale — Construcții a căror exploatare neîntreruptă este indispensabilă
II	Construcții de importanță deosebită: — Construcții a căror avariere are urmări deosebit de grave — Construcții necesare pentru recuperare în urma unor evenimente catastrofale (construcții a căror supraviețuire este necesară pentru asigurarea unui minim de măsuri în vederea înlăturării urmărilor unor catastrofe)
III	Construcții de importanță medie: — Clasa cuprinde majoritatea construcțiilor. Construcțiile pentru care nu există indicații de încadrare în alte clase se încadrează în această clasă
IV	Construcții de importanță secundară: — Construcții a căror avariere implică un pericol redus pentru viața și sănătatea oamenilor și produce pagube materiale reduse
V	Construcții neimportante: — Construcții provizorii de importanță redusă, a căror avariere nu prezintă pericol pentru viața și sănătatea oamenilor, construcții pentru adăpostirea temporară a animalelor

Tabelul I.4

Valorile orientative ale deplasărilor și deformațiilor maxime admisibile $\bar{\Delta}$ ale fundațiilor

Tipul construcției	Deplasări sau deformații maxime admisibile ale fundațiilor			
	Deformații			
	Tipul deformației	Valori admisibile	Tipul deplasării	Valori admisibile cm
1. Construcții civile și industriale cu structura de rezistență în cadre multietajate:				
a) Cadre din beton armat fără umplutură de zidărie sau panouri	Tasare relativă	0,002	Tasare absolută maximă S_{max}.	8
b) Cadre din beton armat cu umplutură de zidărie	Idem	0,001	Idem	8
c) Cadre metalice fără umplutură de zidărie sau panouri	Idem	0,004	Idem	12
d) Cadre metalice cu umplutură de zidărie sau panouri	Idem	0,002	Idem	12
2. Construcții în structura cărora nu apar eforturi suplimentare datorită tasărilor neuniforme	Idem	0,006	Idem	15
3. Construcții multietajate cu ziduri portante din:				
a) Panouri mari	Încovoiere relativă i	0,0007	Tasare medie S_m	10
b) Zidărie din blocuri sau cărămidă, fără armare	Idem	0,001	Idem	10
c) Zidărie din blocuri sau cărămidă armată sau cu centuri armate	Idem	0,0012	Idem	15
d) Independent de materialul zidurilor	Înclinare transversală tg θ_{tr}	0,005	—	—
4. Construcții înalte, rigide:				
a) Silozuri din beton armat:				
— turnul elevatoarelor și grupurile de celule sînt turnate monolit și reazemă pe același radier continuu	Înclinare longitudinală sau transversală tg θ	0,003	Tasare medie S_m	40

Tabelul I.4 (continuare)

Tipul construcției	Deplasări sau deformații maxime admisibile ale fundațiilor			
	Deformații			
	Tipul deformației	Valori admisibile	Tipul deplasării	Valori admisibile cm
— idem din beton armat prefabricat	Idem	0,003	Idem	30
— turnul elevatoarelor rezemat pe un radier independent	Înclinare transversală tg θ_{tr},	0,003	Idem	25
	înclinare longitudinală tg θ_l	0,004	Idem	25
— grupuri de celule turnate monolit rezemate pe un radier independent	Înclinare longitudinală și transversală tg 0	0,004	Idem	40
— idem din beton armat prefabricat	Idem	0,004	Idem	30
b) Coșuri de fum cu înălțimea H:				
$H \leqslant 100$ m	Înclinare tg 0	0,005	Idem	40
$100 < H \leqslant 200$ m	Idem	1/2 H	Idem	30
$200 < H \leqslant 300$ m	Idem	1/2 H	Idem	20
$H > 300$ m	Idem	1/2 H	Idem	10
c) Alte construcții înalte, rigide, cu înălțimea pînă la 100 m	Idem	0,004	Idem	20

Tabelul I.5

Valorile coeficienților N_1, N_2, N_3 pentru calculul presiunii P_{pl} corespunzătoare unei dezvoltări limitate a zonelor plastice

$\Phi°$	N_1	N_2	N_3	$\Phi°$	N_1	N_2	N_3
0	0,00	1,00	3,14	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	32	1,34	6,35	8,55
10	0,18	1,73	4,17	34	1,55	7,21	9,21
12	0,23	1,94	4,42	36	1,81	8,25	9,98
14	0,29	2,17	4,69	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	5,00	40	2,46	10,84	11,73
18	0,43	2,72	5,31	42	2,87	12,50	12,77
20	0,51	3,06	5,66	44	3,37	14,48	13,96
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

Tabelul I.3

Valorile orientative ale caracteristicilor Φ și c

Denumirea pământului	Pământuri coezive cu $S_r \geq 0,8$	Indicele porilor e															
		0,45		0,55		0,65		0,75		0,85		0,95		1,05			
		Φ	c	Φ	c	Φ	c	Φ	c	Φ	c	Φ	c	Φ	c		
Praf. și praf. argiloase	— $0,75 < I_c \leq 1$	25°	0,06	24°	0,045	23°	0,035	18°	0,012								
	— $0,25 < I_c \leq 0,75$	23°	0,05	22°	0,035	20°	0,025										
Argile prăfoase	— $0,75 < I_c \leq 1$	22°	0,185	21°	0,150	20°	0,120	19°	0,100	18°	0,085	17°	0,075	—	—		
	— $0,50 < I_c \leq 0,75$	20°	0,155	19°	0,135	18°	0,110	17°	0,096	16°	0,075	14°	0,060	—	—		
	— $0,25 < I_c \leq 0,5$	—		—		16°	0,100	15°	0,080	13°	0,065	12°	0,055	10°	0,050		
Argile	— $0,75 < I_c \leq 1$			18°	0,325	17°	0,270	16°	0,215	15°	0,185	13°	0,160	12°	0,145		
	— $0,50 < I_c \leq 0,75$			—		15°	0,230	14°	0,200	13°	0,170	12°	0,145	9°	0,125		
	— $0,25 < I_c \leq 0,5$			—		13°	0,180	12°	0,160	10°	0,145	8°	0,135	6°	0,115		

Observații: Valorile din tabel sînt exprimate în grade pentru Φ și în MPa pentru c. Pentru valori intermediare ale lui e se interpolează liniar pentru obținerea valorilor Φ și c.

de 85 %, valorile respective se pot considera ca valori de calcul, în această situație nemaifiind necesară prelucrarea descrisă.

Pentru construcțiile din clasa de importanță III, IV, V (STAS 10100/0-75) prezentate în tabelul I.9 și în situațiile în care nu se dispune de un număr suficient de determinări de laborator sau teren, se pot utiliza orientativ ca valori de calcul pentru caracteristicile Φ și c valorile din tabelul I.3.

2. Calculul la starea limită de deformație

Deplasările sau deformațiile probabile ale fundațiilor construcțiilor nu trebuie să depășească valorile admisibile stabilite de proiectant pentru tipul structurii de rezistență și sistemul de fundare ales.

Aceste deplasări și deformații trebuie preluate de structură fără degradări ce ar afecta rezistența și stabilitatea construcției și fără a conduce la implicații inadmisibile în desfășurarea procesului tehnologic.

În mod orientativ, drept valori ale deplasărilor și deformațiilor admisibile pentru construcții neadaptate în mod special în vederea preluării tasărilor neuniforme, se pot adopta cele date în tabelul I.4.

— Valoarea limită a presiunii pe teren care trebuie să fie cel puțin egală cu presiunea efectivă pe teren p_{ef}, provenită din încărcările de calcul din gruparea fundamentală, se determină pe baza coeficienților adimensionali în funcție de unghiul de frecare interioară Φ a terenului de sub talpa fundației și a căror valori sînt date în tabelul I.5.

— Latura fundației convenționale se calculează cu relația

$$B_z = \sqrt{F_z + a^2} - a \tag{I.11}$$

unde:

$$F_z = \frac{p_0 BL}{p_z} \tag{I.12}$$

$$a = \frac{L - B}{2} \tag{I.13}$$

B este latura mică a fundației reale, în m;
L — latura mare a fundației reale, în m;
p_0 — presiunea netă verticală transmisă de fundație la nivelul tălpii fundației, în MPa.

Valorile coeficientului condițiilor de lucru m, pentru calculul presiunii p_{pl} sînt date în tabelul I.6.

Zona activă în cuprinsul căreia se calculează deformarea straturilor se limitează la adîncimea z^0 sub talpa fundației, la care valoarea efortului unitar vertical σ_z datorat încărcării fundației devine mai mică decît 20 % din presiunea geologică σ_{gz} la adîncimea respectivă:

$$\sigma_z \leq 0,2\sigma_{gz}. \tag{I.14}$$

În situația în care limita inferioară a zonei active rezultă în cuprinsul unui strat avînd modulul de deformație mult mai redus decît al straturilor superioare sau avînd $E < 50$ MPa, adîncimea z^0 se va majora prin includerea acestui strat sau pînă la îndeplinirea condiției

$$\sigma_z \leq 0,1\ \sigma_{gz}. \tag{I.15}$$

ANEXE

CALCULUL CONSTRUCȚIILOR PRIN METODA STĂRILOR LIMITĂ

1. Caracteristicile geotehnice ale terenului de fundare

În conformitate cu STAS 8316-77 „Teren de fundare. Principii fundamentale de calcul", stabilirea valorilor normate și de calcul ale caracteristicilor geotehnice se face diferențiat:

— prin prelucrarea izolată a parametrilor care se determină separat, γ, e, w, M, E etc.;

— prin prelucrarea corelată a parametrilor care se determină împreună, Φ și c.

Valorile normate A^n ale caracteristicilor geotehnice γ, e, w, M, E, etc. se determină ca medie aritmetică a rezultatelor obținute din încercări de teren sau laborator.

Valorile normate ale caracteristicilor geotehnice Φ și c se determină prin prelucrarea corelată a rezultatelor determinărilor de teren sau laborator.

Pentru caracteristicile geotehnice de rezistență la forfecare a pământurilor se trasează dreapta medie după cum urmează:

a) pentru forfecări în caseta de forfecare:

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \Phi^n + c^n$$

prin metoda celor mai mici pătrate, rezultă:

$$\operatorname{tg} \Phi^n = \frac{n\Sigma\sigma_i\tau_i - \Sigma\sigma_i \Sigma\tau_i}{n\Sigma\sigma_i^2 - (\Sigma\sigma_i)^2} \tag{I.1}$$

$$c^n = \frac{\Sigma\sigma_i^2 \, \Sigma\tau_i^2 - \Sigma\sigma_i \Sigma\sigma_i\tau_i}{n\Sigma\sigma_i^2 - (\Sigma\sigma_i)^2} \tag{I.2}$$

în care: Φ^n este valoarea normată a unghiului de frecare interioară;
c^n — valoarea normată a coeziunii;
σ_i, τ_i — coordonatele unui punct în sistemul de axe $\sigma - \tau$, rezultate în urma unei încercări de forfecare;
n — numărul de determinări ale valorilor care trebuie să fie cel puțin 6.

b) pentru forfecări în aparatul triaxial:

$$q = p \operatorname{tg} \psi^n + a^n \tag{I.3}$$

prin metoda celor mai mici pătrate, rezultă:

$$\operatorname{tg} \psi^n = \sin \Phi^n = \frac{n\Sigma q_i p_i - \Sigma p_i \Sigma q_i}{n\Sigma p - (\Sigma p_i)^2} \tag{I.4}$$

$$a^n = c^n \cos \Phi^n = \frac{\Sigma p_i \Sigma q_i - \Sigma p_i \Sigma p_i q_i}{n\Sigma p_i^2 - (\Sigma p_i)^2} \tag{I.5}$$

unde:

$$p_i = \frac{\sigma_1^i + \sigma_3^i}{2} \quad \text{și} \quad q_i = \frac{\sigma_1^i - \sigma_3^i}{2}$$

în care: q_i, p_i sînt coordonatele unui punct în sistemul de axe $q-p$, rezultate în urma unei încercări de forfecare în aparatul triaxial;

σ_1^i, σ_3^i — efortul unitar principal maxim și respectiv minim pentru o încercare de forfecare i;

n este numărul de determinări, cel puțin 6;

Valorile de calcul ale caracteristicilor geotehnice obținute cu relația $A = \overline{K_0} A^n$ folosește coeficientul $\overline{K_0}$ a cărei valoare se stabilește cu relația:

$$\overline{K_0} = \frac{1}{1 \pm \rho} \tag{I.6}$$

în care: ρ este indicele de precizie al determinării valorii medii.

Semnul + sau — se alege astfel încît prin aplicarea coeficientului $\overline{K_0}$ asupra valorii normate, să se realizeze o creștere a siguranței. Indicele de precizie se calculează cu relațiile din tabelul I.1.

Coeficientul α care variază în funcție de numărul n de determinări, se stabilește conform tabelului (I.2); S reprezintă abaterea medie pătratică și se calculează cu expresiile:

$$S_{tg\Phi} = \sqrt{\frac{\Sigma(\sigma_i \operatorname{tg} \Phi^n + c^n - \tau_i)^2}{n-2}} \cdot \frac{n}{n\Sigma\sigma_i^2 - (\Sigma\sigma_i)^2}$$

$$S_{tg\psi} = \sqrt{\frac{(p_i \operatorname{tg} \psi^n + a^n - q_i)^2}{n-2}} \cdot \frac{n}{n\Sigma p_i^2 - (\Sigma p_i)^2} \tag{I.7}$$

$$S_c = \sqrt{\frac{\Sigma(\sigma_i \operatorname{tg} \Phi^n + c^n - \tau_i)^2}{n-2}} \cdot \frac{\Sigma\sigma_i^2}{n\Sigma\sigma_i^2 - (\Sigma\sigma_i)^2} \tag{I.8}$$

$$S_a = \sqrt{\frac{\Sigma(p_i \operatorname{tg} \psi^n + a^n - q_i)^2}{n-2}} \cdot \frac{p_i^2}{n\Sigma p_i^2 - (\Sigma p_i)^2} \cdot \tag{I.9}$$

Pentru e, w, M, E etc. $S = \sqrt{\frac{(A^n - A_i)^2}{n-1}}$. (I.10)

În cazul în care caracteristicile geotehnice se obțin din prelucrarea rezultatelor determinărilor, cu o asigurare

Tabelul I.1

Determinarea valorii ρ

Caracteristica geotehnică	Expresia valorii $\rho =$
Φ, c, ψ, a,	$\alpha S / A^n$
γ	$\alpha S / \sqrt{n} . A^n$
e, W, M, E etc.	0

Tabelul I.2

Valorile coeficientului α pentru calculul pe baze statistice al caracteristicilor geotehnice de calcul

(n—2) pentru Φ, c, ψ, a (n—1) pentru γ	α
2	1,31
3	1,25
4	1,19
5	1,16
6	1,13
7	1,12
8	1,11
9	1,10
10	1,09
11	1,09
12	1,08
13	1,08
14	1,08
15	1,07
16	1,07
17	1,07
18	1,07
19	1,07
20	1,06
25	1,06
30	1,06
40	1,05
60	1,05

suprafață se înlocuiesc cu incinte model care se încearcă *in situ*. Acest sistem este adesea folosit la proiectarea canalelor cînd în condiții de teren sînt realizate și inundate *in situ* tranșeele care modelează viitorul canal ce se va proiecta pe terenuri sensibile la umezire. Aceste modele se obțin prin păstrarea formei secțiunii canalului și prin reducerea dimensiunilor geometrice ale acestuia.

Atunci cînd se modelează canalele trapezoidale se ia în considerație următoarea scară geometrică de modelare (v. fig. 9.13), [90]

$$\frac{b_0^N}{b_0^M} = \frac{h^N}{h^M} = \frac{b_i^N}{b_i^M} = n_0. \tag{9.10}$$

Scara n_0 se determină pe baza tranșeii model avînd adîncimea limită admisă (minimum 60 cm); pe traseul viitorului canal se amplasează un tronson de tranșee model avînd lungimea minimă de 15 m, astfel încît să permită cercetarea celui mai caracteristic teren din punct de vedere al sensibilității la umezire. Inundarea tranșeii se asigură în mod continuu și la un nivel constant. Prin această încercare se determină următoarele elemente: mărimea tasării suplimentare absolute a fundului tranșeii model (tasarea suplimentară convențională stabilizată), durata de timp necesară obținerii tasării suplimentare convențional stabilizate și cantitatea de apă consumată pînă la obținerea stabilizării tasării suplimentare.

Determinarea mărimii probabile a tasării suplimentare stabilizate I_{gf}^N în perioada de timp necesară producerii acesteia T^N, precum și a cantității de apă infiltrată în pămînt $Q(T^N)$, se face cu relațiile [90]:

$$I_{gf}^N = n_0^K \, I_g^M; \quad T^N = n_0^{1/K} T^M. \tag{9.11}$$

După cum s-a mai arătat, pămînturile sensibile la umezire se clasifică în două grupe mari: grupa A și grupa B de sensibilitate la umezire. Pămînturile din grupa A nu au în mod practic decît maximum 5 cm tasare sub greutatea proprie atunci cînd sînt saturate cu apă. Cele din grupa B capătă însă sub greutatea proprie tasări mai mari de 5 cm atunci cînd sînt saturate cu apă.

Pămînturile din grupa B se pot împărți în două subgrupe:

— prima subgrupă se referă la pămînturile a căror tasare suplimentară apare în primele zile de la începerea inundării lor (în primele 3 zile) cu o mare intensitate, a cărei viteză este mai mare de 30 mm/zi, în perioada de umezire intensivă care durează circa 30 de zile; tasarea suplimentară la sfîrșitul acestei perioade este mai mare de jumătate din mărimea tasării suplimentare convențional stabilizate;

— a doua subgrupă se referă la pămînturile a căror tasare suplimentară apare într-o perioadă mai mare de 20 zile de la începerea inundării și se desfășoară la început cu o viteză mai mică de 20 mm/zi; durata de la începerea inundării pînă la stabilizarea convențională este mai mare de 6 luni.

Ținînd seama de cele două subgrupe, valorile K se stabilesc după cum urmează [90]:

— pentru subgrupa I: $K=2/3$;
— pentru subgrupa II: $K=1/3$.

Din tabelul 9.5 se observă că pentru primele 20 zile, perioadă în care procesul de tasare suplimentară se dezvoltă intensiv, parametrul K_{cr} comportă valori mai depărtate de valoarea medie și în general subunitar

Tabelul 9.5

Mărimile criteriale K_{cr}

Mărimea tasării	t, zile	10	20	30	40	50	60	70	80	90	92
I_g, med	K_{cr}	0,140	0,911	1,146	1,255	1,202	1,141	1,085	1,041	1,007	1,000
	$K_{cr,\ med}$	$0{,}993 \approx 1$									
	$K'_{cr,\ med}$			1,110							
I_g, max	K_{cr}	0,451	1,302	1,389	1,321	1,245	1,164	1,025	1,042	1,007	1,000
	$K_{cr,\ max}$	1,102									
	$K'_{cr,\ med}$			1,158							

la loessul din zona Traian-Nord. De asemenea, se remarcă și faptul că mărimea criterială crește odată cu valoarea vitezei de creștere a tasării suplimentare.

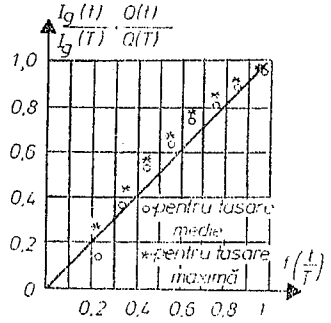


Fig. 9.14. Variația funcției $f\left(\frac{t}{T}\right) = \frac{I_g(t)}{I_g(t)} : \frac{Q(t)}{Q(t)}$

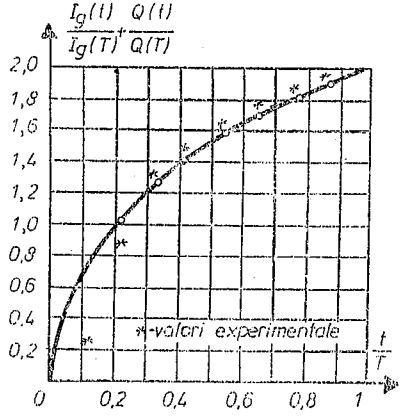


Fig. 9.15. Reprezentarea funcției $\frac{I_g(t)}{I_g(T)} + \frac{Q(t)}{Q(T)} = 2\left(\frac{\alpha t}{T}\right)^{0,435}$

Valoarea funcției $\frac{I_g(t)}{I_g(T)} + \frac{Q(t)}{Q(T)} = f\left(\frac{t}{T}\right)$ pentru loessul din cartierul Traian-Nord este reprezentată în fig. 9.15. Din această figură rezultă că reprezentarea funcției $f\left(\frac{t}{T}\right)$ poate fi aproximată de o curbă exponențială având ecuația

$$\frac{I_g(t)}{I_g(T)} + \frac{Q(t)}{Q(T)} = \alpha\left(\frac{t}{T}\right)^n. \quad (9.7)$$

Funcția care aproximează cel mai bine datele experimentale răspunde valorii $\alpha=2$. Valorile lui n se obțin liniarizînd funcția (9.7). Pentru loessul din cartierul Traian-Nord Galați, rezultă valoarea lui $n=0{,}435$, considerînd raportul $\frac{t}{T} = 30$.

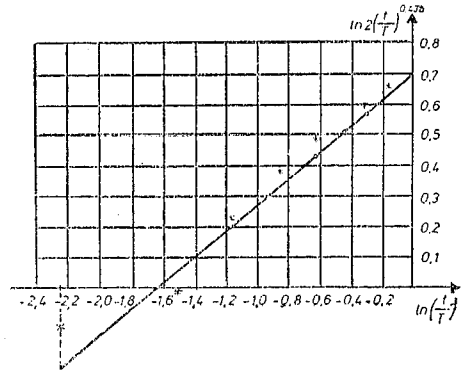


Fig. 9.16. Reprezentarea dreptei de regresie $\ln y = \ln 2\left(\frac{t}{T}\right)^{0,435}$

În fig. 9.16 este reprezentată dreapta de regresie în coordonatele logaritmice. Precizia aproximării datelor experimentale cu ajutorul relației (9.7) s-a stabilit cu formula de determinare a abaterilor pătratice [143]

$$\sigma_A = \sqrt{\frac{\sum_1^n e_f^2}{n-2}}. \quad (9.8)$$

Pentru aprecierea erorilor relative a fost calculat coeficientul de variație cu relația

$$V = \sigma_A / \sqrt{n}. \quad (9.9)$$

Au rezultat: $\sigma_A = 0{,}22583$ și $V = 0{,}07141$.

După cum se poate observa, precizia aproximării datelor experimentale cu relația (9.7) este satisfăcătoare.

9.4. Condițiile de similitudine în cazul utilizării modelelor de incinte experimentale

În scopul economisirii unor fonduri de investiții și a efortului de muncă, în special atunci cînd este necesară prognoza procesului de tasare și a elementelor lui de calcul, incintele experimentale de mare

la umezire. Incintele de lățimi reduse (de tipul canalelor) ajung la stabilizarea tasării suplimentare într-un timp relativ scurt. La incintele adînci, stabilizarea se produce după un interval de timp mai îndelungat,

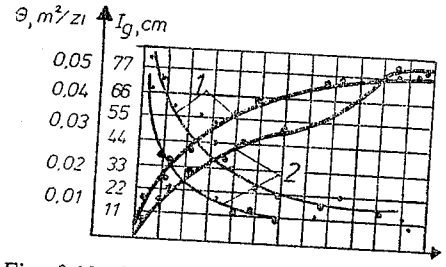


Fig. 9.12. Curbele de variație a consumului de apă infiltrată și a tasării suplimentare în timp [90, 92]:
1 — umezire continuă; 2 — umezire periodică.

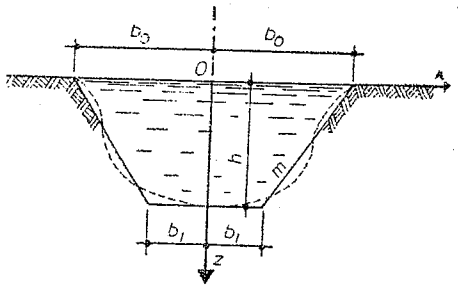


Fig. 9.13. Secțiunea activă a unui canal [90, 92]:
— profil teoretic; - - - profil real.

de circa 4 luni, obținîndu-se în schimb tasări mai mari decît la incintele cu lățimi similare dar mai puțin adînci. La incintele de mică adîncime, tasările suplimentare mai intensive se produc într-un interval de timp mai mare decît la incintele cu adîncime mai mare.

Pentru stabilirea influenței regimului de umezire asupra ritmului de tasare a pămînturilor sensibile la umezire, au fost experimentate două tranșee de secțiuni transversale identice; una din ele a fost inundată cu apă ținută la nivel constant (circa 80—90 cm înălțime) iar cealaltă inundată periodic, după epuizarea prin infiltrare a rației de apă [92]. Curbele de variație ale tasării suplimentare prezentate în fig. 9.12 arată pe de o parte că volumul de apă infiltrată pentru tranșeea a doua a fost mult mai redus ca cel aferent primei tranșei, iar pe de altă parte, că tasarea suplimentară accentuată s-a produs în intervalul de timp inițial de 15—20 zile de la declanșarea inundării; ea a marcat cote mai mari pentru regimul de umezire continuu, deși după circa 100 zile de inundare, tasările absolute au devenit practic egale pentru ambele regimuri de umezire. Reactivarea procesului de tasare prin întreruperea umezirii incintelor inundate artificial a fost remarcată atît în cazul experimentărilor efectuate la Galați, cît și la Fetești (v. fig. 9.6).

Interdependența dintre factorii enumerați, care influențează asupra dinamicii procesului de tasare suplimentară, poate fi exprimată sub forma [88, 95]

$$\frac{I_g(t)}{I_g(T)} = f\left[\beta_0,\ A_0, \frac{t}{T}, \frac{Q(t)}{Q(T)}\right] \tag{9.2}$$

unde: $\beta_0 = b_0/h$ (v. fig. 9.13);

$$A_0 = 2\left[\frac{2(1+\beta_0)}{\pi} - \frac{\pi}{4}\right]h^2 \text{ (suprafața secțiunii active).}$$

În cazul secțiunii trapezoidale, dimensiunile secțiunii înmuiate se stabilesc cu relațiile (fig. 9.13)

$$m = 0{,}727\,\beta_0 + 0{,}298; \quad b_i = 0{,}273\,b_0 + 0{,}298\,h. \tag{9.3}$$

Dealtfel, pentru terenurile loessoide sensibile la umezire a fost stabilită pe bază de experimentări următoarea relație criterială [91, 92, 95]

$$\frac{T}{t} \cdot \frac{I_g(t)}{I_g(T)} \cdot \frac{Q(t)}{Q(T)} = \text{const.} \tag{9.4}$$

Această relație poate fi exprimată și sub forma:

$$K_{cr} = \frac{\dfrac{I_g(t)}{t} \cdot Q(t)}{\dfrac{I_g(T)}{T} \cdot Q(T)}. \tag{9.5}$$

Interpretarea fizică a acestei relații se poate exprima astfel: produsul dintre viteza medie a tasării și cantitatea de apă necesară umezirii pămîntului într-un moment dat, raportat la produsul tasării medii luată ca medie pe întregul proces al tasării suplimentare și cantitatea totală de apă necesară umezirii pămîntului sensibil la umezire reprezintă o valoare constantă.

Mărimea criterială K_{cr}, care este în toate cazurile supraunitară, deschide noi posibilități de prognozare a procesului de tasare suplimentară. În acest sens, ca primă rezolvare în această direcție o reprezintă determinarea mărimii criteriale K_{cr} în condiții de laborator și stabilirea limitelor ei pentru diferite tipuri de pămînturi sensibile la umezire. Pentru aceasta, se recomandă ca încercările să fie efectuate cu utilizarea unei aparaturi centrifugale care permite reproducerea procesului de tasare în timp, în condițiile unui cîmp gravitațional.

Din analiza și prelucrarea statistică a rezultatelor încercărilor efectuate pe poligonul experimental din cartierul Traian-Nord, Galați, a putut fi reprezentată funcția

$$f\left(\frac{t}{T}\right) = \frac{I_g(t)}{I_g(T)} \cdot \frac{Q(t)}{Q(T)} \tag{9.6}$$

în fig. 9.14; mărimea criterială K_{cr} este redată în tabelul 9.5.

a) tasarea s-a produs aproape uniform pe circa 3/4 din suprafață, cu valori cuprinse între 400 și 600 mm; procesul de tasare a manifestat un caracter de prăbușire în primele 30 de zile de la începerea inundării, cu o rată medie de 17,3 mm/zi și cu valoare maximă de 35 mm/zi (fig. 9.9).

b) tasarea suplimentară medie sub sarcina geologică a prezentat valoarea maximă de 598 mm la sfîrșitul perioadei de inundare; la 46 zile după sistarea inundării, valoarea medie a tasării suplimentare a fost de 485 mm iar valoarea maximă de 630 mm (fig. 9.9); tasarea suplimentară sub sarcina geologică, calculată pe baza rezultatelor încercărilor de laborator la edometru, a fost de 521,5 mm, ceea ce revine la un procent de 83% față de cea obținută *in situ*.

Variația tasării suplimentare și a consumului de apă utilizată pentru inundarea incintei *A*, în funcție de timp, este reprezentată în fig. 9.10.

Analiza distribuției tasărilor pe straturi în forajul E_1, la care s-a înregistrat o tasare absolută maximă de 587 mm, a arătat că circa 75% din tasarea suplimentară sub sarcină geologică s-a consumat între adîncimile de 6 și 14 m, unde s-au înregistrat valori ale tasărilor specifice cuprinse între 3 și 8,2 cm/m. Orizontul superior de la 0 la 2,5 m se poate considera că practic nu a înregistrat tasări (fig. 9.11), iar între 2,5 m și 5 m s-au înregistrat tasări suplimentare absolute de circa 35 mm (6% din tasarea totală), provenite din sumarea unor tasări specifice cuprinse între 0 și 1,8 cm/m.

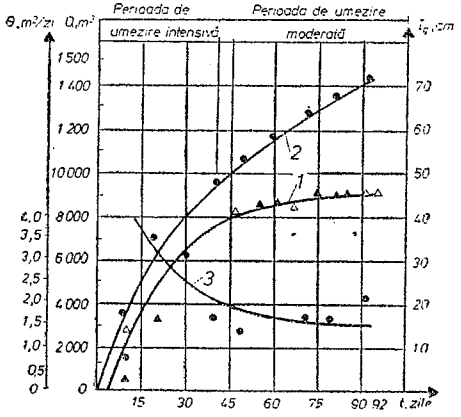


Fig. 9.10. Variația tasării medii a fundului incintei inundate (*1*), a consumului total de apă (*2*) și a coeficientului de conductivitate al apei în funcție de timp, la incinta experimentală *A* din cartierul Traian-Nord, Galați (*3*).

Utilizînd relația de variație în timp a tasării medii sub forma

$$S(t) = S(T)(1 - e^{-\rho t})$$

au fost calculate valorile parametrilor funcției $S(t)$ pentru loessul din cartierul Traian-Nord, rezultînd funcția exponențială

$$S(t) = 48{,}5(1 - e^{-0{,}03898\, t}).$$

Considerînd $t(\infty) = 1\,000$ zile, tasarea suplimentară finală sub sarcina geologică va fi de 48,50 cm, iar sporul de tasare măsurat de la terminarea inundării va fi

$$I_g = I_g(t_\infty) - I_g(92) = 2{,}13 \text{ cm}.$$

Cu ajutorul funcției de variație $I_g(t)$ a fost trasată în fig. 9.9 curba respectivă (*5*) care se suprapune în mod convenabil peste valorile experimentale ale tasării suplimentare medii.

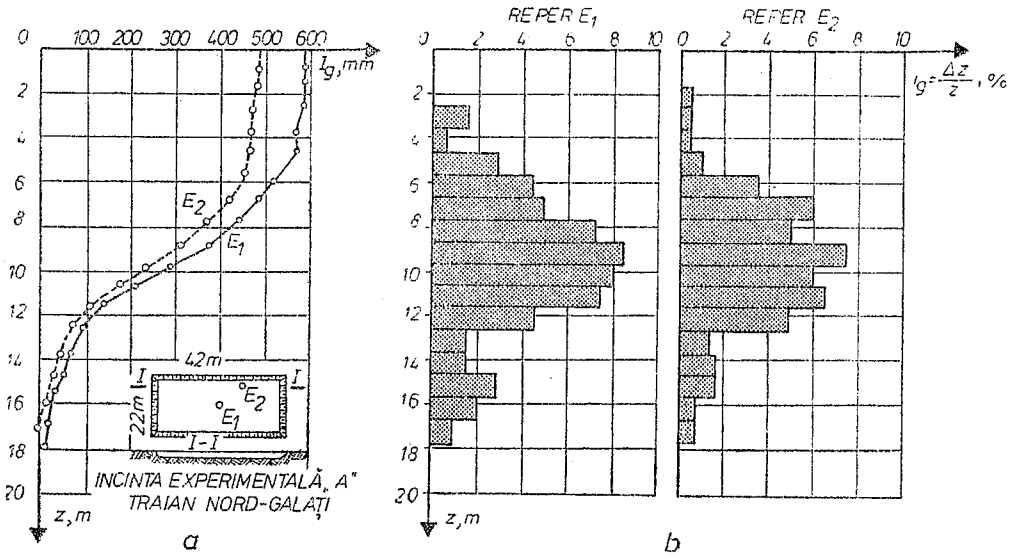


Fig. 9.11. Tasarea pe adîncime sub greutate proprie a loessului din cartierul Traian-Nord, Galați:

a — tasarea suplimentară medie a reperilor de adîncime; *b* — tasarea suplimentară specifică pe strat.

9.3.3. Raporturile criteriale pentru interacțiunea dintre procesele de infiltrație și procesul de tasare suplimentară

Așa cum s-a arătat anterior, în condițiile stării naturale de eforturi, dinamica proceselor de tasare depinde nu numai de proprietățile pămîntului sensibil la umezire ci și de alți factori ca: dimensiunile geometrice ale incintei umezite artificial, durata perioadei de inundare, volumul de apă infiltrată și regimul de inundare.

Cercetările efectuate expuse în lucrarea [92] au arătat că, cu cît incinta inundată are adîncimea și secțiunea îmmuiată mai mare, cu atît cantitatea de apă infiltrată este mai mare. Pentru a se obține tasarea suplimentară maximă a incintei supuse umezirii, este necesar să se asigure acesteia o lățime egală cu grosimea stratului de pămînt sensibil

de pămînt îmbunătățit care au variat în cuprinsul suprafeței de 10 m × 10 m de la 14,7 cm la 20,9 cm; aceasta se include și tasarea produsă de consolidarea secundară din perioadele de întrerupere a inundării. A rezultat de asemenea, că diferențele maxime ale tasării suplimentare pentru fundația flexibilă, reprodusă de lada încărcată cu balast, pot atinge 5—6 cm pentru încărcări de 0,15—0,20 MPa, în condiții de inundare.

Experimentările efectuate [158] au arătat că masivul de loess îmbunătățit cu coloane de pămînt a prezentat tasări totale diferențiate de circa 11,5 cm ele crescînd spre marginea suprafeței compactate.

Desigur că pentru construcțiile prezentînd o rigiditate ridicată a structurii și fundației și avînd o formă în plan „adunată", aceste diferențe de tasare se diminuează prin redistribuirea presiunilor de contact.

În cele ce urmează sînt prezentate cercetările și rezultatele obținute la încercările efectuate în incinta *A* de la poligonul experimental din cartierul Traian-Nord.

Prin inundarea artificială a acestei incinte s-a urmărit cu precădere obținerea următoarelor date pentru amplasamentul din zona cercetată [155, 160]:

— verificarea experimentală a grosimii depozitului de loess sensibil la umezire și contribuția diferitelor orizonturi la tasarea totală sub sarcina geologică, comparativ cu rezultatele obținute din încercările de laborator, efectuate pe probe tăiate din monoliți extrași dintr-un puț;

— stabilirea grosimii stratului de loess consolidat prin preumezire de la suprafață și verificarea experimentală a adîncimii de la care sarcina geologică este suficient de mare pentru realizarea unei bune îndesări.

După terminarea lucrărilor pregătitoare și efectuarea măsurătorilor inițiale de nivelment, de umiditate și de poziționare a reperilor electroinductivi de adîncime, s-a trecut la inundarea artificială a incintei *A*. Perioada de inundare a durat 92 zile, timp în care s-a menținut un nivel constant al apei din incintă prin reglarea zilnică a debitului de apă din conducta de alimentare;

— prin citiri zilnice ale consumului de apă la apometre, a fost posibilă întocmirea graficului de variație zilnică a debitului de apă infiltrată și cantitățile totale de apă consumată. La oprirea inundării, cantitatea totală de apă infiltrată în teren a fost de 14 429 m³, ceea ce a revenit, în medie, la 13,7 m³/m² de suprafață de incintă (fig. 9.9);

— oprirea inundării a fost stabilită pe baza rezultatelor măsurătorilor de nivelment care au indicat amortizarea tasărilor pentru bornele topografice din interiorul incintei (rata maximă 1,5 cm/zi), cît și pe baza măsurătorilor efectuate la dozele de umiditate care au permis urmărirea străbaterii de către frontul de umezire a întregului strat

de loess sensibil la umezire. Propagarea frontului de umezire a fost urmărită și în exteriorul incintei, prin măsurători zilnice efectuate la forajele D_3 și D_4;

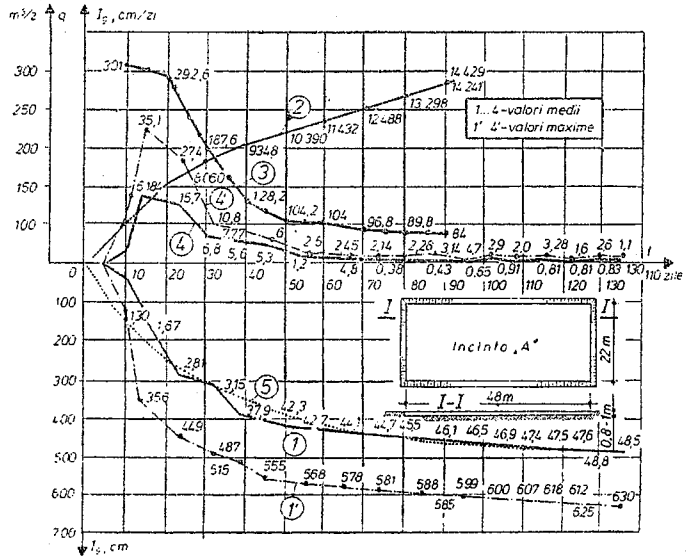


Fig. 9.9. Variația tasării fundului incintei *A* din cartierul Traian-Nord (*1*), (*1'*), a consumului total de apă (*2*), a consumului zilnic de apă (*3*) și a ratei zilnice de tasare (*4*), (*4'*); curba calculată a tasării suplimentare (*5*).

— executarea forajelor de 2" după oprirea inundării a permis recoltarea de probe necesare determinării umidității pămîntului din incintă, din metru în metru, pe adîncime, pentru urmărirea drenării terenului. Măsurătorile făcute la 17 zile și apoi la 61 zile de la oprirea inundării au pus în evidență umiditățile prezentate în tabelul 9.4.

Din analiza datelor obținute au putut fi trase următoarele concluzii [155, 160]:

Tabelul 9.4

Umiditatea loessului în urma drenării la poligonul experimental Traian-Nord, Galați

Perioada de măsurare	Adîncimea, m							
	1	2	3	4	5	6	7	8
La 17 zile de la oprirea inundării	18,2%	19,2	19,4	20,1	21,0	20,8	20,9	25,5%
La 61 zile de la oprirea inundării	15,9%	17,1	20,7	19,4	18,3	20,6	22,2	23,5%

În ceea ce privește loessul din cartierul Dunărea, trebuie remarcat că acesta are un conținut ridicat de praf (în majoritatea straturilor peste 70%) și un conținut de argilă sub 30%, încadrîndu-se astfel în categoria prafului argilos, după STAS 1243-77 [166]; excepție face pămîntul întîlnit între adîncimile —8,5 m și —9,90 m, care este o argilă prăfoasă cafenie cu conținut de fracțiuni argiloase de 30%. Stratul de loess cuprins între —11,0 m și —18,00 m adîncime a avut o umiditate redusă și un coeficient de permeabilitate mai ridicat. Gradul de umiditate pe profil a variat între 0,25 și 0,50. Ținînd seama de valorile tasării specifice la umezire ($i_{p=0,3\ \mathrm{MPa},\ \mathrm{min}}=3,6\%$), loessul respectiv s-a încadrat în grupa B de sensibilitate la umezire.

În ceea ce privește loessul din cartierul Traian-Nord, trebuie evidențiat conținutul mai ridicat de argilă și nisip în comparație cu loessul din cartierul Dunărea, fapt care a determinat ca tasarea specifică la umezire să fie mai redusă. Ceea ce apare comun la ambele loessuri este faptul că sub cota de —18,0 . . . —19,0 m, porozitatea terenului se reduce sub 45%.

Supusă inundării artificiale, incinta experimentală din cartierul Dunărea (microraionul 21) s-a deformat sub greutatea proprie iar profilul acestei incinte după deformare, prezentat în fig. 5.15, arată că valoarea maximă a tasării suplimentare absolute sub sarcina geologică, atinsă în zona terenului natural, a fost de 113,8 cm.

Încercările efectuate pe primul poligon experimental din cartierul Dunărea (etapa 1969—1971) au urmărit să stabilească efectul pozitiv al compactării terenului cu coloane de pămînt de 7 m și de 10 m adîncime medie, în ceea ce privește:

— reducerea tasării suplimentare sub acțiunea sarcinii geologice, a loessului supus inundării masive și de lungă durată;

— reducerea tasării suplimentare sub acțiunea încărcărilor exterioare transmise de fundații.

S-a constatat cu ocazia experimentărilor că prin compactare parțială a grosimii stratului de loess sensibil la umezire, tasarea suplimentară a putut fi redusă de la 100 cm la 80 cm (adică cu circa 20%) la coloanele de pămînt de 7 m și la 60 cm (adică cu circa 40%) la coloanele de pămînt de 10 m adîncime [44]. Tasarea suplimentară rămasă nu se încadrează însă în limitele admisibile pentru diferitele construcții stabilite în tabelul I.4 din anexa I. De aceea au fost necesare noi cercetări privind îmbunătățirea terenului cu coloane de pămînt realizate pe toată grosimea stratului sensibil la umezire. În acest scop s-a realizat al doilea poligon experimental care a constituit etapa a II-a de cercetare (1973—1974).

Cercetările efectuate în acest poligon [158] au urmărit aceleași obiective ca și cele realizate în etapa 1969-1971. Rezultatele cercetărilor și încercărilor au permis să se tragă următoarele concluzii și recomandări pentru proiectare;

— În prima fază a încercării, în care terenul compactat cu coloane de pămînt de 21,5 m adîncime medie a fost menținut timp de 75 zile sub apă (cu consum de apă de 12,4 m^3/m^2 de incintă), s-a obținut în zona centrală a pachetului consolidat o tasare suplimentară medie de 5,4 cm sub acțiunea sarcinii geologice, cu diferențe maxime de același ordin de mărime. Tasarea totală înregistrată la suprafața terenului a provenit din însumarea unor tasări specifice foarte reduse de circa 0,5—1 cm/m, a căror distribuție în adîncime s-a manifestat discontinuu și neuniform.

În cazul suprafeței încărcate, tasările au fost din ce în ce mai mari spre marginea zonei consolidate cu coloane, atingînd valori maxime de 37,8—46,5 cm. Această comportare a marginii zonei compactate este determinată de influența frecării negative produsă prin tasarea loessului natural înconjurător. Procesul de consolidare secundară din perioadele de întrerupere a inundării constituie un proces de lungă durată care s-a tradus după 230 zile prin sporuri medii de tasare de circa 5 cm pentru zona centrală. În final, tasarea totală din greutatea proprie și din consolidarea secundară, în zona centrală a masivului îmbunătățit, a ajuns la 10,4 cm, ceea ce reprezintă o tasare specifică medie pe adîncime de 0,5 cm/m.

Rezultă deci că, compactarea cu coloane de pămînt bătut pe toată grosimea stratului sensibil la umezire reduce tasarea suplimentară din greutatea proprie în proporție de 90%.

Dacă pentru prima perioadă terenul compactat cu coloane de pămînt poate fi încadrat în categoria A de sensibilitate, luînd în considerare și perioada corespunzătoare consolidării secundare (a manifestării procesului reologic), această încadrare nu mai este posibilă.

Asemenea situații pot fi evitate dacă distanțele dintre coloanele de pămînt sînt astfel dimensionate încît γ_{med} a terenului compactat să nu fie în nici un caz mai mic de 17 kN/m^3, condiție care asigură desensibilizarea terenului la acțiunea apei.

De asemenea, pentru evitarea influenței frecării negative asupra tasării zonei construite, se impune ca zona de gardă să aibă o lățime egală cu 1/3 din grosimea stratului de pămînt la umezire.

— În faza a doua a încercării, terenul compactat a fost menținut în stare de inundare timp de circa 118 zile (cu întreruperi), la un consum total de apă de circa 27 000 m^3 și supus încărcărilor exterioare de 0,10 MPa, 0,15 MPa și 0,20 MPa, date de lada încărcată cu balast. Cu această ocazie s-au obținut tasări suplimentare ale pachetului

Primele două incinte au fost amplasate în cartierul Dunărea iar ultima în cartierul Traian-Nord. Incintele de încercare au fost inundate cu apă circa 3 luni de zile, la un nivel constant de 0,5 m. În primele două incinte au existat zone de formă pătrată cuprinzînd porțiuni de teren îmbunătățite cu coloane de pămînt de diferite lungimi (7 m, 10 m și 21,5 m) (fig. 9.8, *b* și *c*).

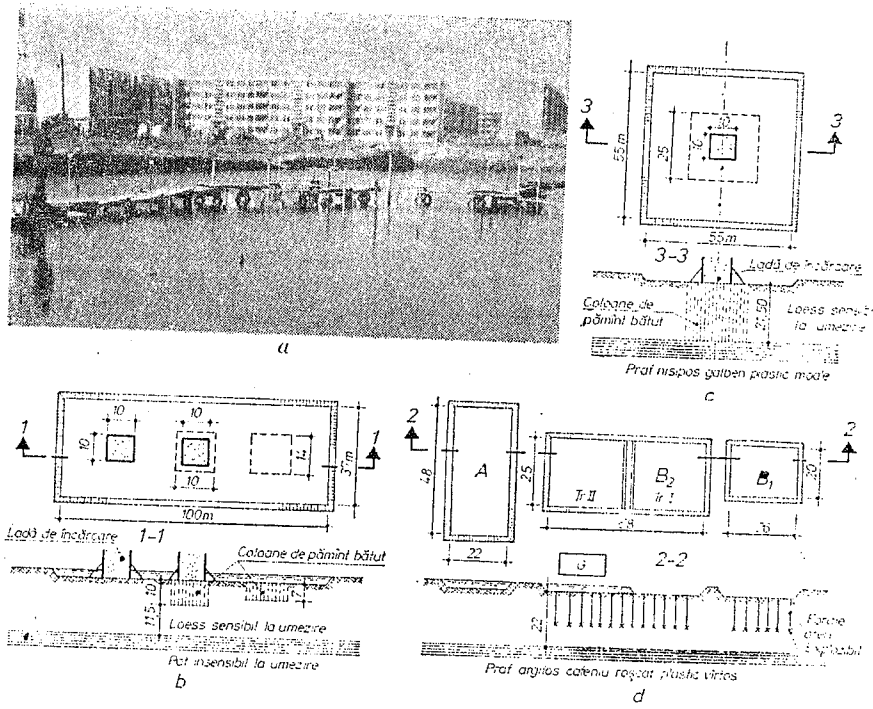


Fig. 9.8. Poligoanele experimentale din municipiul Galați:
a — vederea generală a incintei experimentale din cartierul Dunărea-microraionul 21, (1969—1971); *b* — incinta experimentală din cartierul Dunărea-microraionul 21, (1969—1971); *c* — incinta experimentală din cartierul Dunărea-microraionul 21, (1973—1974); *d* — incinta experimentală din cartierul Traian-Nord (1974—1976); *A* — preumezire simplă; B_1 — preumezire și explozii, în foraje alimentate individual cu apă de la rețea; B_2 — preumezire și explozii; *Tr. I* — umezirea individuală prin foraje dren; *Tr. II* — umezirea prin foraje dren cu inundare de la suprafață; *G* — umezirea prin foraje dren realizate cu foreza tip Galați.

În cartierul Dunărea, grosimea stratului de pămînt sensibil la umezire a fost de circa 21—23 m iar în cartierul Traian-Nord de circa 18—21 m. Caracteristicile fizico-mecanice ale loessului din cartierul Dunărea (microraionul 21) și din zona Traian-Nord sînt prezentate în tabelul 9.3.

Tabelul 9.3

Caracteriticile fizico-mecanice ale loessului din municipiul Galați

Indicii geotehnici	Cartierul			
	Dunărea		Traian-Nord	
	Stratul dintre cotele —1,5 și —8,5	Stratul dintre cotele —9,90 și —22,0	Stratul dintre cotele —0,60 și —8,60	Stratul dintre cotele —9,90 și —21,70
Caracteristica tipologică	Loess galben macroporic, sensibil la umezire Grupa B	Loess galben macroporic, sensibil la umezire Grupa B	Loess galben macroporic, sensibil la umezire Grupa B	Loess galben macroporic, sensibil la umezire Grupa B
Granulația *N*, % *P*, % *A*, %	 6...10 73...78 14...18	 6...17 66...79 10...22	 6...17 57...75 17...29	 7...19 54...75 17...30
Umiditatea naturală, *w*, %	13,5 —17	8 —13	6,5 —13,5	4,5 —13
Greutatea volumică, kN/m³	1,52— 1,68	1,52 — 1,71	13,9 —16,3	14,7 —17
Porozitatea *n*, %	45,5 —50,5	43,0 —47,5	47,5 —51	41,0 —48
Indicele porilor *e*	0,85— 1,02	0,82 — 0,90	0,78— 1,05	0,69— 0,92
Caracteristici de rezistență: *c*, MPa Φ, grade	 0,03— 0,05 15 —25	 0,032— 0,098 16 —26	 0,62— 1,10 16 —26	 0,51— 2,07 19 —26
Tasarea specifică la umezire i_p=0,3 MPa %	2,4 — 9,2	3,4 — 9,4	1,1 — 6,5	0,4 — 5,8
Coeficientul de permeabilitate *K*, cm/s	$2{,}1\cdot10^{-4}$— $-6{,}9\cdot10^{-4}$	$1{,}5\cdot10^{-4}$— $-2{,}5\cdot10^{-4}$	—	—

Notă. Între cotele —8,5. . . —28,0 m și respectiv —8,60. . . —21,7 există intercalații de praf argilos cafeniu-roșcat.

Tabelul 9.2

Tasarea fundațiilor experimentale de la Combinatul siderurgic Galați pe etape de încărcare și inundare

Denumirea fundației experimentale	Suprafața fundației m²	Natura terenului de fundare	Grosimea pernei m	Sistemul de compactare al pernei	Durata de încărcare zile	Tipul de încărcare exterioară și valoarea acesteia	Umiditatea loessului	Inundarea cu apă, total m³	Tasarea medie cm
K	9	Structura naturală	—	—	33	Progresiv pînă la 0,5 MPa	Naturală	—	15,2
					80	Constant 0,5 MPa	Inundat cu apă	1 659	216,3
F4	7	Pernă loess	1	Manual	20	Progresiv pînă la 0,5 MPa	Naturală	—	6,6
					120	Constant 0,5 MPa	Inundat cu apă	3 031	161,9
F5	7	Pernă loess	2	Mecanic	21	Progresiv pînă la 0,5 MPa	Naturală	—	2,0
					127	Constant 0,5 MPa	Inundat cu apă	3 050	87,8
F3	7	Pernă loess	3	Mecanic	28	Progresiv pînă la 0,5 MPa	Naturală	—	2,9
					68	Constant 0,5 MPa	Inundat cu apă	4 283	68,1
F1 (zona J)	9	Pernă loess	3	Utilaje terasiere	23	Progresiv pînă la 0,5 MPa	Naturală	—	10,1
					338	Constant 0,5 MPa	Inundat cu apă	1 718	32,4
F3 (zona J)	9	Pernă loess	3	Utilaje terasiere	18	Progresiv pînă la 0,5 MPa	Naturală	—	5,9
					337	Constant 0,5 MPa	Inundat cu apă	1 718	21,9

Cercetările *in situ* efectuate pe amplasamentul obiectivelor Combinatului siderurgic Galați, din care numai o parte au fost prezentate mai înainte, au permis să se precizeze soluțiile de fundare pentru construcțiile ușoare, neexpuse pericolului unor umeziri ale terenului de fundare,

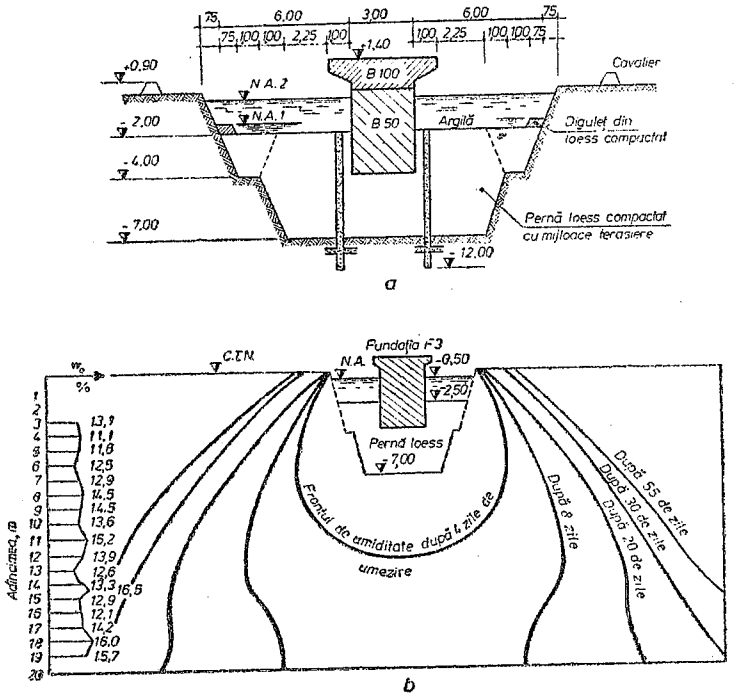


Fig. 9.7. Dispoziția constructivă a pernei de sub fundația experimentală F_3 din zona I_j [61].

pentru construcțiile cu încărcări mari avînd poduri rulante pînă la 50 t, fără procese tehnologice umede și pentru construcțiile grele, cu încărcări predominante mobile, avînd procese tehnologice umede, care prezintă o importanță deosebită pentru desfășurarea întregii producții.

— Volumul important de locuințe din orașul Galați, necesitat de dezvoltarea zonei industriale, a impus ca în perioada anilor 1969—1975 să se efectueze un program amplu de cercetări și încercări *in situ* pe trei poligoane experimentale (fig. 9.8); scopul acestor cercetări și încercări a fost de a evidenția în primul rînd comportarea loessului în starea naturală de eforturi, sub acțiunea umidității provocate, iar în al doilea rînd stabilirea soluțiilor celor mai eficiente de îmbunătățire a unor astfel de terenuri.

Cu ocazia acestor cercetări s-a urmărit și îmbunătățirea mijloacelor de verificare a calității lucrărilor, prin utilizarea penetrării statice care poate asigura rapiditatea și siguranța verificării, la un cost redus.

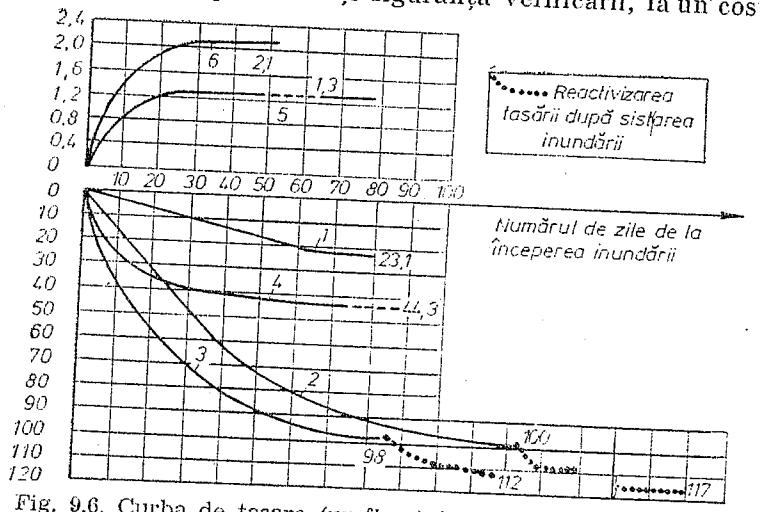


Fig. 9.6. Curba de tasare (umflare) în timp pentru incintele inundate artificial în cadrul poligoanelor experimentale din: *1* — Tulcea; *2* — Galați; *3* — Fetești; *4* — Brăila; *5* — Constanța; *6* — Iași [43].

9.3.2. Cercetările experimentale din municipiul Galați

— Primele cercetări la scară mare, dar cu obiectiv redus la o singură investiție, au început la Galați în cursul anului 1961.

Realizarea la Galați a marelui obiectiv industrial — Combinatul siderurgic — pe un platou format din straturi de loess sensibil la umezire

Caracteristicile geotehnice ale terenului de fundare

Compoziția granulometrică		Variația umidității în straturile superficiale, %	Umiditatea în întreg depozitul loessoid, %	Indicele de plasticitate I_p	Limita de frămîntare W_p	Porozitatea, %	Densitatea scheletului în stare uscată, g/cm³	Greutatea volumică în stare uscată, kN/m³
N	10...19	7—12	7—20	8—20	10—20	49—51	2,67	11—16
P	57...72							
A	13...26							

așezate pe prafuri argiloase, argile prăfoase și argile ca straturi de bază insensibile la umezire, a impus efectuarea unor studii geotehnice și cercetări complexe la scară naturală care au permis să se tragă concluziile necesare cu privire la proiectarea, executarea și exploatarea fiecărui obiectiv al combinatului.

Experimentările pe fundații similare cu cele ale stîlpilor de hală (3,0 m × 3,0 m și 2,0 m × 3,5 m) s-au efectuat în teren cu structură naturală, cu structură parțial deranjată (perne de pămînt) și cu structura deranjată pe toată grosimea pachetului de pămînt sensibil la umezire (compactat cu coloane de pămînt, prin preumezire etc.).

Caracteristicile geotehnice ale terenului de fundare au variat în limitele prezentate în tabelul 9.1.

Fundațiile experimentale au fost realizate fie pe teren natural, fie pe perne de grosimi variabile, utilizîndu-se sistemul de compactare manual, mecanic sau cu utilaje terasiere a pernelor respective (fig. 9.7). Fundațiile au fost supuse la încărcări care au crescut progresiv pînă la 0,5 MPa după care terenul a fost inundat cu apă. Cantitățile de apă utilizate la inundare precum și tasarea medie a acestor fundații sînt prezentate în tabelul 9.2. S-a remarcat că în cazul construcțiilor ce nu comportă proces tehnologic umed și cînd sînt excluse posibilitățile de umezire ale depozitului loessoid, tasările obținute sînt relativ reduse. În cazul fundației K, amplasată pe teren natural, pentru o încărcare exterioară de 0,5 MPa s-au obținut tasări de 15,2 cm. Prin inundarea aceleiași fundații timp de circa 80 zile cu o cantitate de 1 659 m³ apă, s-a produs o tasare medie a terenului de fundare de circa 216,3 cm.

Utilizarea pernelor a permis reducerea atît a tasării normale (în stare de umiditate naturală) a terenului de fundare cît și a tasării suplimentare sub acțiunea umidității provocate.

Tabelul 9.1

de pe platoul combinatului siderurgic Galați

Permeabilitatea		Coeziunea pămîntului în stare naturală (w=13%) c MPa	Unghiul de frecare interioară pentru w=13% Φ grade
Pe orizontală	Pe verticală		
$(11...12)10^{-4}$	$(0,3...0,6)10^{-4}$	0,01—0,03	23°30′—26°30′

— tasarea suplimentară de calcul dată de sarcina geologică, determinată cu relațiile (5.47), (5.50) sau (5.52), cu luarea în considerare a variației pe adîncime a tasării suplimentare specifice, este mai mică de 5 cm ($I_g < 5$ cm), (fig. 9.5).

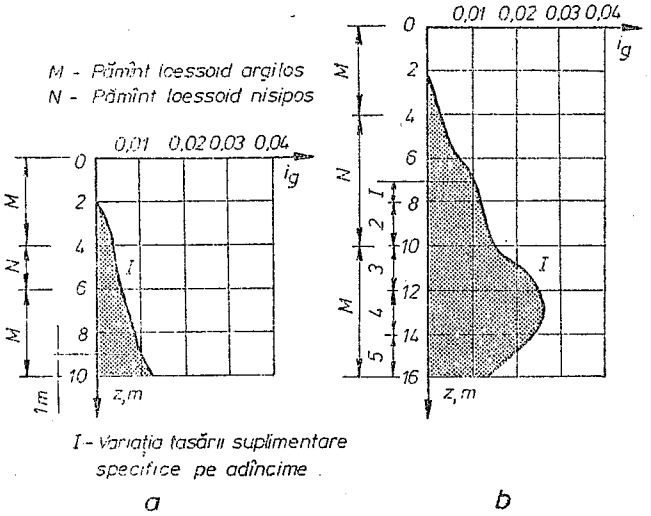


Fig. 9.5. Determinarea grupei de sensibilitate la umezire pe baza tasării suplimentare specifice date de sarcina geologică:
a — grupa A de sensibilitate; *b* — grupa B de sensibilitate.

9.3. Cercetările din R. S. România pe poligoane experimentale

9.3.1. Generalități

Studiile și cercetările efectuate în țara noastră în perioada anilor 1960—1975 precum și experiența acumulată în proiectare au permis o îmbunătățire a metodelor de fundare pe loessuri și pămînturi loessoide considerate ca terenuri dificile; acestea au creat totodată posibilitatea ridicării gradului de siguranță a construcțiilor pe perioada exploatării lor.

Primele studii legate de fundarea pe pămînturi sensibile la umezire au fost efectuate de INCERC. Ele s-au fixat asupra valorificării fondului existent de date geotehnice și de laborator, ceea ce a permis elaborarea unor hărți de zonare a orașului Galați, Iași, Constanța, Tulcea, Fetești, Brăila și București, privind natura terenului de fundare, grosimea depozitelor loessoide, sensibilitatea lor la umezire, nivelul apelor subterane, natura straturilor de bază și adîncimea la care se găsesc etc.

Întrucît aceste date nu au fost suficiente pentru o proiectare eficientă a terenului de fundare format din depozite loessoide sensibile la umezire, INCERC a elaborat un program complex de cercetări în diferite zone ale țării în care predomină ca terenuri de fundare, loessurile și pămînturile loessoide. La acest program de cercetare și-au adus contribuția substanțială instituții și întreprinderi cu experiență în acest domeniu, cum sînt: Institutul de construcții București (I.C.B). Institutul politehnic Iași (I.P.I.), institute centrale de cercetare-proiectare (I.S.C.I.F., I.S.P.I.F., ISART și altele) precum și unități de proiectare și întreprinderi de execuție județene (I.P.J. și T.C. Galați, Iași, Constanța, Brăila și altele).

Scopul general al acestor cercetări a fost de a pune la dispoziția proiectanților și executanților de construcții, datele necesare care să permită înlăturarea degradării construcțiilor în timpul exploatării lor, provocate de tasarea neuniformă a terenului de fundare sub acțiunea umidității.

Cercetările complexe intreprinse pe poligoane experimentale, special create în orașele Galați, Iași, Constanța, Brăila și București, au permis să se stabilească tasările suplimentare determinate de greutatea proprie a pămîntului, de acțiunea încărcărilor pe suprafețe mari (10 m × 10 m) sau cele determinate de acțiunea încărcărilor date de fundațiile experimentale (1,50 m × 1,50 m), în condiții de inundare [40, 44].

Încercările efectuate au permis punerea în evidență a deosebirilor esențiale în comportarea depozitelor loessoide umezite, din zonele cercetate. Astfel s-a putut arăta că loessurile din zona orașelor Iași și Constanța prezintă pericole mai reduse la umezire, în comparație cu loessurile din zona orașelor Galați, Brăila, Tulcea și Fetești unde tasarea sub sarcina geologică a terenului de fundare în stare saturată cu apă poate atinge valori pînă la 1 m sau uneori chiar și mai mult (fig. 9.6), [43].

Încercările desfășurate pe suprafețe mari, în condiții de inundare, au evidențiat deosebirile esențiale în ceea ce privește mărimea presiunii critice a depozitelor loessoide din diferitele zone ale țării noastre. S-a putut constata că pămîntul macroporic din Drumul Taberei-București se comportă la umezire ca un pămînt obișnuit, nereclamînd măsuri speciale de protecție pentru presiuni mergînd pînă la 0,15 MPa.

Cercetările menționate mai înainte au permis de asemenea stabilirea extinderii pe adîncime a zonelor reale de deformație care sînt mult mai reduse decît cele determinate de condiția $\sigma_z = 0{,}2\ \sigma_g$. Cu această ocazie au fost determinați și coeficienții condițiilor de lucru, ale căror valori depind de dimensiunile fundației și de presiunea efectivă transmisă de aceasta terenului de fundare.

— denumirea litologică a pămîntului se stabileşte de obicei pe baza clasificării prevăzute în lucrarea [153];

— tasarea suplimentară i_p, corespunzătoare presiunii p, se determină prin metoda celor două curbe (pe probe cu umiditate naturală precum şi pe probe saturate cu apă de la începutul încercării). În cazul straturilor litologice sensibile la umezire avînd grosimea de 0,4—2 m, i_p se determină printr-o singură încercare iar la straturi mai groase de 2 m se fac cel puţin două determinări ale lui i_p.

Funcţie de problemele ridicate de proiectare şi de execuţie, se pot realiza şi alte încercări de teren şi laborator care să permită aprofundarea cunoaşterii comportării depozitului loessoid sensibil la umezire, a modului de conlucrare a acestuia cu construcţia, a eficacităţii sistemului de îmbunătăţire a terenului de fundare etc. În acest sens se pot face încercări pe fundaţii la scară redusă sau încărcarea terenului cu lada, pe suprafeţe de 10 m×10 m.

În cazul terenului format din depozite loessoide sensibile la umezire, încercate în stare saturată cu apă, încărcarea maximă la care acesta este supus va fi de 0,25 MPa. Cînd însă depozitul loessoid respectiv a fost îmbunătăţit prin unul din procedeele cunoscute, încărcarea maximă va fi de 0,35 MPa.

Presiunea critică, în limita zonei active a fundaţiei, se determină pe adîncime la fiecare metru, iar în limita zonei tasărilor suplimentare produse de sarcina geologică (zona III), aceasta se determină din doi în doi metri, dar pentru fiecare strat litologic caracteristic în parte.

Precizarea presiunii critice cu ajutorul plăcii rigide de probă se efectuează la suprafaţa terenului de fundare şi la nivelul probabil al tălpii fundaţiei, atunci cînd clădirea are puţine niveluri. La clădiri cu mai multe niveluri sau la construcţii care transmit încărcări importante, această încercare se efectuează şi la adîncimea de 2—3 m sub nivelul probabil al tălpii fundaţiei, deoarece zona activă avînd o adîncime mai mare, efectul variaţiei pe adîncime a presiunii critice se manifestă mai pregnant şi prin urmare el trebuie evidenţiat mai bine.

Suprafaţa minimă a plăcii de probă se ia de 1 m^2, iar încărcarea progresivă se face în trepte de 0,025—0,050 MPa pînă la o încărcare maximă de 0,25 respectiv 0,35 MPa. Placa de probă se aşază în incinte cu suprafeţe reduse pe un strat de nisip de 3—5 cm grosime. Umezirea terenului se asigură, în zona activă determinată de placă, prin foraje-dren umplute cu nisip. Asemenea încercări au fost efectuate la blocul experimental din microraionul 18-Galaţi (fig. 9.2, *a*),

Încercarea cu placa se efectuează în cel puţin două puncte caracteristice ale amplasamentului construcţiei, corespunzătoare valorilor

maxime şi minime ale tasării suplimentare, stabilită anticipat prin încercările de laborator.

Utilizînd rezultatele încercărilor cu placa de probă, se determină de asemenea gradul de variaţie al compresibilităţii pămîntului cercetat, α_E, care reprezintă raportul dintre modulul de deformaţie al pămîntului avînd umiditatea naturală şi modulul de deformaţie al pămîntului saturat cu apă

$$\alpha_E = \frac{E(w_0)}{E(w_s)}. \qquad (9.1)$$

Stabilirea sensibilităţii la umezire a pămîntului cercetat în poligonul experimental se poate face pe baza încercărilor de laborator cît şi pe baza variaţiei tasării suplimentare specifice pe adîncime, determinată în incinta experimentală (fig. 9.4 şi 7.1, 7.2, 7.3).

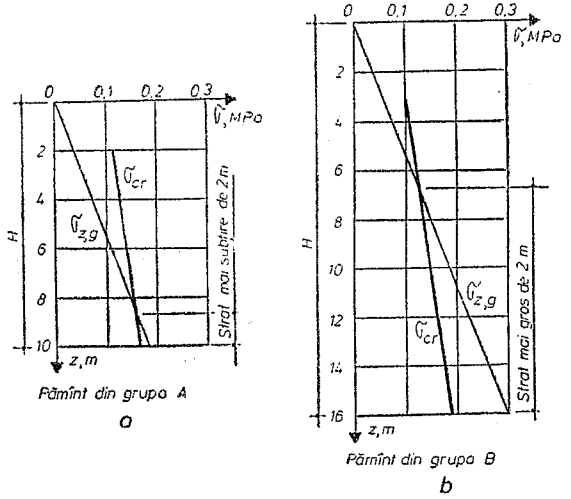


Fig. 9.4. Determinarea grupei de sensibilitate la umezire pe baza variaţiei sarcinii geologice şi a presiunii critice pe adîncime:
a — grupa A de sensibilitate; *b* — grupa B de sensibilitate.

Aşa cum este prezentat în fig. 9.4 şi 9.5, grupei A de sensibilitate îi corespund straturile de pămînt la care se îndeplinesc următoarele condiţii [157]:

— presiunea critică σ_{cr} este mai mare decît presiunea geologică σ_g ($\sigma_{cr} > \sigma_g$), pe toată adîncimea stratului sensibil la umezire;

—presiunea critică σ_{cr} este mai mică decît presiunea geologică ($\sigma_{cr} < \sigma_g$), în limitele stratului de grosime mai mică de 2 m (fig. 9.4);

Pentru măsurarea tasării pe straturi (în adîncime) se montează reperi mobili de adîncime (fig. 9.2, *b*). Toţi aceşti reperi se raportează la un număr de reperi ficşi de adîncime, al căror capăt inferior trebuie să intre în stratul de pămînt insensibil la umezire (stratul de bază) cel puţin 20—30 cm (fig. 9.3).

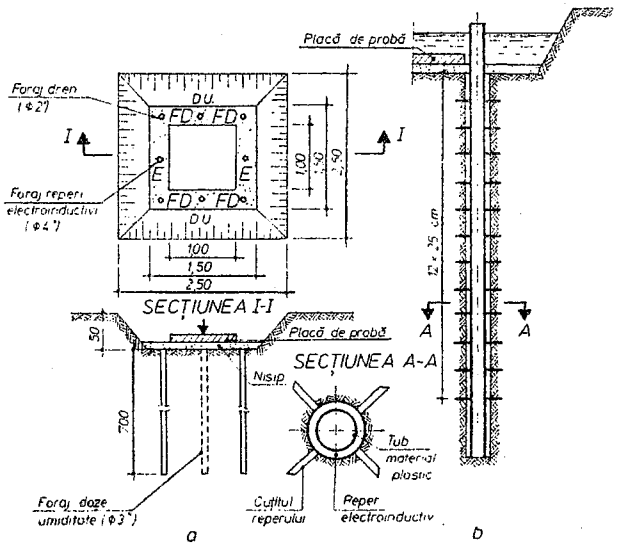


Fig. 9.2. Amenajarea incintei pentru încercări cu placa de probă:

a — incinta pentru placa de probă; *b* — foraj cu reperi electroinductivi de adîncime.

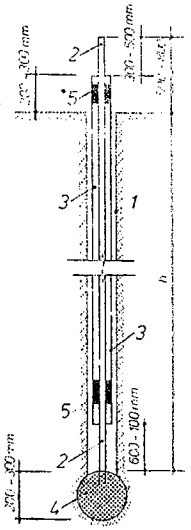


Fig. 9.3. Schema reperului fix:

1 — forajul; *2* — tubul reperului; *3* — tubul de protecţie; *4* — ancorajul din beton; *5* — garnitura de etanşare.

Cu ajutorul rezultatelor obţinute la experimentarea *in situ*, se determină cel puţin următoarele:

— graficul de variaţie în timp al consumului zilnic de apă precum şi consumul total al apei de umezire, inclusiv variaţia în timp a frontului de umiditate;

— graficul măsurătorilor topografice în timp, pe intervale de aproximativ 5—7 zile, efectuate pe reperii de suprafaţă; măsurătoarea deplasării pe orizontală a acelorași reperi;

— graficul de variaţie în timp al tasărilor suplimentare absolute, stabilit pe baza măsurătorilor efectuate la reperii mobili de adîncime;

— reprezentarea liniilor de egală tasare a suprafeţei pămîntului, în limitele incintei inundate şi în afara ei;

— profilele transversale ale tasării suplimentare a suprafeţei terenului, pe lăţimea afectată de tasarea suplimentară;

— stabilirea gradului de sensibilitate la umezire a pămîntului cercetat pe baza datelor obţinute din măsurătorile de teren şi a celor obţinute în laborator;

— determinarea presiunii critice şi a umidităţii critice;

— determinarea modulului de deformaţie a terenului cu umiditate naturală şi saturat cu apă (fig. 9.2, *a*), [164].

Pentru obţinerea celor arătate mai înainte se prevede aparatura de măsurare necesară.

Cercetările geotehnice pentru identificarea şi caracterizarea depozitelor loessoide după sensibilitatea lor la umezire, care completează cercetările de teren, se efectuează în conformitate cu prescripţiile şi standardele în vigoare, ţinînd seama de următoarele observaţii [153, 157, 165]:

a) natura şi volumul cercetărilor geotehnice din amplasamentul unei construcţii sau ansamblul de construcţii se stabilesc, pe baza prevederilor din STAS 1242/1-73 [165], de către unitatea de cercetare şi prospecţiuni geotehnice, în colaborare cu proiectantul de rezistenţă şi cel de tehnologie, ţinînd seama de natura specifică a pămîntului, de felul şi importanţa construcţiei, de faza de proiectare şi de gradul de cunoaştere a terenului de fundare din studiile anterioare;

b) operaţiile de prospectare şi exploatare stabilite în lucrările [157, 165] se realizează luîndu-se în considerare următoarele:

— recoltarea probelor de pămînt se face cel puţin din metru în metru, din foraje geotehnice realizate numai în uscat;

— probele recoltate din ştuţuri se utilizează numai în cazurile în care pentru zona respectivă au fost stabilite corelaţiile între rezultatele obţinute pe probele din ştuţuri şi cele din monoliţi. Probele din ştuţuri pot servi la determinarea caracteristicilor geotehnice, în paralel cu probele extrase din monoliţi;

— indicii geotehnici ai pămîntului cu structură naturală se determină pe probe recoltate sub formă de monoliţi, extraşi din sondaje deschise, din foraje executate cu dispozitive speciale de recoltat probe netulburate sau din foraje cu diametru mare ($\varnothing \geqslant 1\,000$ mm);

— se determină în mod obligatoriu şi caracteristicile formaţiunilor situate la baza depozitelor loessoide sensibile la umezire, precum şi cele ale eventualelor intercalaţii din cuprinsul stratului sensibil la umezire;

9. CERCETĂRI IN SITU PE POLIGOANE EXPERIMENTALE

9.1. Generalităţi

Experimentarea în tehnica fundaţiilor este legată intrinsec de verificarea fiabilităţii soluţiilor concepute teoretic sau calculate în proiectele diferitelor construcţii. Iată de ce încercările *in situ* se impun a fi folosite, mai ales în cazul caracterizării depozitelor loessoide sensibile la umezire ca terenuri de fundare.

În trecut, cercetările efectuate pentru rezolvarea problemelor de fundare priveau mai mult încercările de probă realizate cu plăci de diferite forme şi mărimi asupra terenului natural sau consolidat. Astfel de încercări au fost efectuate în trecut de Press, Kögler, Scheidig şi de mulţi alţii şi au condus la stabilirea unor valori limită pentru domeniile de comportare a elementelor de fundaţii, compatibile cu o exploatare corespunzătoare a elementelor suprastructurii. Ele au avut ca obiect în special modul de comportare a elementelor de fundaţie dispuse pe terenuri cu proprietăţi mecanice mai slabe, de tipul celor puternic compresibile, a celor cu dilatări şi contracţii mari sau a celor sensibile la umezire.

Cu toată valoarea lor de autenticitate absolută, rezultatele acestor încercări prezintă totuşi unele abateri, datorită diferenţelor cunoscute între conlucrarea cu terenul a unei suprafeţe încărcate de arie redusă şi a unei suprafeţe de arie întinsă. Din acest motiv, recurgerea la încercări efectuate la scară naturală pe poligoane experimentale a devenit din ce în ce mai actuală, deşi dificultăţile privind costurile investiţiei şi a instrumentărilor nu permit încă generalizarea acestei metode de încercare a pămînturilor.

Obiectivele cercetărilor *in situ* se referă atît la cunoaşterea proprietăţilor fizico-mecanice ale terenului cît şi la comportarea sa în timp, sub efectul încărcărilor active transmise de fundaţii, în condiţiile interacţiunii dintre teren şi fundaţie şi a factorilor capabili de a-i slăbi caracteristicile de rezistenţă şi stabilitate.

Pentru obţinerea unor răspunsuri complete şi corecte cu acest prilej, este necesar ca simularea acestor efecte să fie realizată la un nivel de fidelitate cît mai înalt iar urmărirea şi interpretarea rezultatelor să fie

încredinţată unor specialişti competenţi şi cu experienţă în realizarea unor astfel de lucrări.

O altă condiţie pentru obţinerea unor rezultate de calitate în cazul experimentării la scară naturală o constituie prevederea unor ipoteze de solicitare cît mai defavorabile pentru comportarea structurilor.

9.2. Indicaţii privind experimentarea în poligoane

Succesul experimentărilor este garantat în general de realizarea corectă şi cuprinzătoare a proiectului de experimentare în care scop este necesar să se cunoască cîteva principii de proiectare a poligoanelor experimentale.

Încercările *in situ* pe poligoane experimentale se efectuează în incinte sub formă de gropi avînd în plan dimensiuni mai mari decît grosimea depozitului loessoid sensibil la umezire (minimum 20 m × 20 m) iar adîncimea de 0,4 —1 m, în funcţie de grosimea stratului vegetal care se excavează. După efectuarea excavării, se aşterne pe fundul gropii un strat de 5 cm grosime de pietriş mărgăritar, cu scopul de a împiedica colmatarea pămîntului.

Incinta experimentală se amplasează pe teren neconstruit, în locuri unde datele de laborator au precizat cele mai mari tasări suplimentare şi unde grosimea stratului sensibil la umezire este mai mare.

Umezirea terenului se face de la suprafaţa gropii prin menţinerea unui nivel constant de apă, avînd înălţimea de 0,3 —1 m, pînă la atingerea stabilizării convenţionale a tasării suplimentare. Grăbirea umezirii terenului se poate realiza prin foraje de diametre mai mari de 15 cm, umplute cu pietriş. Aceste foraje se amplasează la distanţă de 3 —5 m între ele şi au o adîncime de 0,4 —0,8 din grosimea depozitului loessoid sensibil la umezire.

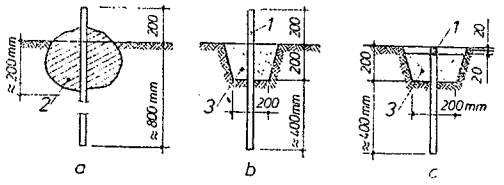


Fig. 9.1. Reperi de suprafaţă:
a — de tip simplu; *b* — cu reazem din beton; *c* — cu reazem din beton pentru umezirea pe timp de iarnă; *1* — bară metalică ∅ 20—24 mm; *2* — pămînt îndesat; *3* — reazem din beton.

În vederea măsurării deformaţiilor verticale şi a deplasărilor orizontale determinate de procesul de tasare suplimentară a terenului umezit, pe suprafaţa incintei inundate şi în afara ei se amplasează reperi de suprafaţă la distanţa de 2 —4 m unul de altul, pe două direcţii paralele cu axele suprafeţei incintei (fig. 9.1).

Forma finală a ecuației de stare se obține introducînd cele obținute pînă acum, precum și relațiile (8.1) și (8.8) în prima ecuație din sistemul (8.2).

$$\sigma = c - \gamma_0(1+w)z[1+k(w)f] + \lambda f \frac{F\sigma}{\sigma_e - \sigma} + \frac{2}{3}\mu_1(2-f)\frac{F\sigma_e}{(\sigma_e-\sigma)^2}\cdot\frac{\partial\sigma}{\partial t}, \quad (8.32)$$

În această relație, valorile f, c, $k(w)$ și μ_1 sînt funcții de umiditatea $w(z, t)$ a pămîntului, iar umiditatea la rîndul ei este o funcție de z și t.

8.6. Model reologic propus pentru pămînturi sensibile la umezire, supuse la încărcări exterioare

În cele ce urmează se propune un model reologic nou la concepția căruia a fost avută în vedere comportarea specifică a pămînturilor sensibile la umezire în următoarele faze:

a) faza echilibrului elastic, cînd pămîntul se află în stare naturală de eforturi, avînd umiditatea naturală redusă;

b) faza de distrugere a echilibrului natural prin umezirea pămîntului atunci cînd acesta se află sub influența sarcinii geologice cît și a presiunii unitare active generată de construcție.

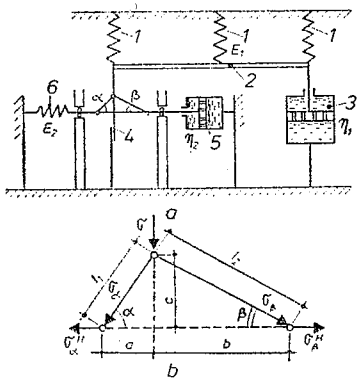


Fig. 8.6. Model reologic propus pentru pămînturi sensibile la umezire acționate de încărcări exterioare.

Distrugerea legăturilor primare între particule sub acțiunea umidității și presiunilor unitare aduse de construcție are ca efect pierderea unei bune părți a caracterului elastic al deformației pămîntului (fig. 8.6, *a*, *b*) [94, 115]. Cele două stări pot fi reprezentate printr-un model format dintr-un arc *1* rezemat pe o bară rigidă *2* care transmite efortul unitar unui corp Newton *3* și unui corp Saint-Venant *4*. Corpul Saint-Venant dezvoltă eforturi în perechea de corpuri orizontale, respectiv Newton *5* și Hooke *6* atunci cînd efortul unitar σ_e a fost depășit. Ecuația de stare a acestui model poate fi scrisă sub forma:

$$\sigma = \sigma_\alpha^H\ (\operatorname{tg}\alpha + n\operatorname{tg}\beta) + \eta_1\cdot\dot{\varepsilon}_z - \frac{\eta_1}{E_1}\dot{\sigma} \quad (8.33)$$

în care: $n = \dfrac{\sigma_\beta^H}{\sigma_\alpha^H}$ este raportul determinat între efortul unitar care generează deformațiile vîscoase și efortul unitar care generează deformațiile elastice.

În cazul acțiunii încărcării exterioare se dezvoltă și deformațiile orizontale, iar ecuația de stare devine:

$$\sigma = \varepsilon_\alpha^H\ E_2(\operatorname{tg}\alpha + n\operatorname{tg}\beta) + \eta_1\cdot\dot{\varepsilon}_z - \frac{\eta_1}{E_1}\dot{\sigma}. \quad (8.34)$$

Modelele reologice propuse pentru a reflecta comportarea în timp a pămînturilor sensibile la umezire au fost analizate prin prisma particularităților specifice acestor pămînturi, în special pentru circumstanțele în care se produce pierderea echilibrului natural sub efectul umezirii. Relațiile obținute permit evidențierea corelațiilor dintre starea de eforturi și parametrii fizici ai pămînturilor sensibile la umezire, ca și de coordonatele z și t.

de unde se deduce

$$\frac{S}{t^2 g}=\text{idem};\quad \frac{\eta}{\rho t g}=\text{idem};\quad \frac{v}{kg}=\text{idem};\quad \frac{\sigma_c}{\rho S g}=\text{idem}$$
$$\frac{F\eta\sigma}{\rho t S g}=\text{idem}. \tag{8.19}$$

În vederea analizei relațiilor obținute pentru modelare, se scrie condiția de menținere a proprietăților constante ale pământului

$$\nu=R=\overline{k}=\overline{F}=1. \tag{8.20}$$

În acest caz se obține:

$$\frac{S_N}{S_M}=\frac{t_N^2}{t_M^2}\cdot\frac{g_N}{g_M};\quad \frac{t_N}{t_M}=\frac{g_N}{g_M};\quad \frac{v_N}{v_M}=\frac{g_N}{g_M};\quad \frac{\sigma c_N}{\sigma c_M}=\frac{S_N g_N}{S_M g_M};$$
$$\frac{\sigma_N}{\sigma_M}=\frac{S_N g_N t_N}{S_M g_M t_M}. \tag{8.21}$$

Din aceste relații rezultă că procesul de tasare suplimentară nu este posibil a fi modelat în condiții obișnuite, deoarece rezultă următoarele identități [90]

$$S_N=S_M;\ v_N=v_M;\ \sigma_N=\sigma_M;\ t_N=t_M. \tag{8.22}$$

Dacă modelarea se efectuează fără modificarea cîmpului gravitațional, atunci $g_N=g_M$ și se poate scrie

$$\frac{\sigma_{eN}}{\sigma_{eM}}=\frac{S_N}{S_M}. \tag{8.23}$$

Această egalitate nu este posibilă în condiții obișnuite, deoarece tasarea suplimentară în natură se obține prin multiplicarea valorii tasării obținute pe model, cu scara geometrică de modelare

$$S_N=nS_M. \tag{8.24}$$

Din cele arătate rezultă că pentru reproducerea fidelă pe model a fenomenelor naturale, în cazul pămînturilor sensibile la umezire, este necesar ca modelul de pămînt să fie plasat într-un cîmp gravitațional de forțe, ceea ce este posibil a fi obținut doar prin utilizarea dispozitivelor de centrifugare [106].

În acest caz se obține $g_M=ng_N$, $n=H/h$, unde H reprezintă grosimea stratului de pămînt sensibil la umezire iar h este înălțimea modelului.

De aici rezultă pentru starea naturală de eforturi unitare

$$\sigma_N=\gamma H$$
$$\sigma_M=\gamma h=\gamma\frac{H}{n}\ \text{sau}\ \ \sigma_M=\frac{1}{n}\gamma H=\frac{\sigma_N}{n}. \tag{8.25}$$

8.5. Ecuația de stare în formă complexă

În procesul de umezire a pămînturilor de tipul analizat și respectiv în desfășurarea tasării suplimentare, parametrii fizici și mecanici suferă modificări în timp; în mod corespunzător ecuația de stare stabilită pentru acest proces îmbracă o formă mai complexă.

Considerînd problema unidimensională, starea de eforturi în stadiul elastic se poate descrie după Hooke sub forma

$$\sigma_x^e=\lambda\varepsilon_z;\quad \sigma_z^e=(\lambda+2G);\quad \tau_{xz}^e=0. \tag{8.26}$$

Pe de altă parte, efortul unitar în elementul Saint-Venant se poate stabili pe baza legii lui Coulomb sub forma

$$\sigma=\sigma_x^N f+c \tag{8.27}$$

unde: σ_x^N este efortul unitar normal în planurile verticale ale pămîntului;
f — coeficientul de frecare interioară;
c — coeziunea.

Efortul unitar σ_x^N este determinat de forțele elastice și vîscoase din planurile verticale; se poate deci scrie

$$\sigma_x^N=\sigma_x^V+\sigma_x^e. \tag{8.28}$$

Conform legii lui Newton, eforturile unitare ce acționează în mediul vîscos se pot scrie sub forma [90]

$$\sigma_x^V=-p_x^g-\frac{2}{3}\mu_1\cdot\frac{\partial\varepsilon_z}{\partial t};\quad \sigma_z^V=-p_x^g+\frac{4}{3}\mu_1\cdot\frac{\partial\varepsilon_z}{\partial t};\quad \tau_{xz}^V=0. \tag{8.29}$$

Componentele presiunii determinate de greutatea pămîntului și care nu depind de viteza de deformație se pot scrie sub forma

$$p_x^g=\frac{\nu}{1-\nu}\cdot\gamma(w)z=k(w)\cdot\gamma_a(1+w)z$$
$$p_z^g=\gamma(w)z=\gamma_a(1+w)z. \tag{8.30}$$

Introducînd aceste rezultate în relația (8.28) se obține

$$\sigma_p=[-k(w)\cdot\gamma_a(1+w)z-\frac{2}{3}\mu_1\frac{\partial\varepsilon_z}{\partial t}+\lambda\varepsilon_z]f+c \tag{8.31}$$

unde $k(w)$ este coeficientul de presiune laterală care pentru starea saturată cu apă se poate lua egal cu 1 [92].

se adoptă $V=\infty$. Ecuația de stare finală se deduce adunînd la relația (8.8) condiția $\varepsilon_A=F$

$$\varepsilon+\varepsilon_A=\frac{(\sigma-\sigma_{cr})^2}{2\eta v}-\frac{0{,}25\sigma_{cr}}{2\eta v}+\frac{F\sigma_{cr}}{\sigma_{cr}-\sigma}; \tag{8.9}$$

Pentru punctul A unde $\sigma=0{,}5\,\sigma_{cr}$ și $\varepsilon_A=F$, relația (8.9) devine

$$\varepsilon=\frac{F\cdot\sigma}{\sigma_{cr}-\sigma}.$$

8.4. Criteriile de similitudine ale procesului de tasare suplimentară

În modelul propus de autori (v. fig. 8.3, *a*), ecuația de stare (8.4) exprimă relația între eforturi și deformații în funcție de timp, pentru pămînturile sensibile la umezire. În acest mod, cercetarea fenomenului din natură se poate înlocui cu cercetarea fenomenelor similare pe modele în condiții de laborator, iar analiza ecuațiilor pe baza teoriei similitudinii permite stabilirea regulei generale a metodei de investigare.

Ecuația care guvernează mișcarea stratului de pămînt sensibil la umezire poate fi scrisă, conform relațiilor Navier-Stokes pentru descrierea mișcării unui fluid vîscos incompresibil în regim laminar, sub forma

$$F_z-\frac{1}{\rho}\cdot\frac{\partial\sigma}{\partial z}=\frac{\partial v_z}{\partial t}+v_z\frac{\partial v_z}{\partial z} \tag{8.10}$$

în care: v_z este viteza de mișcare a mediului;
F_z — componenta verticală a forțelor spațiale;
ρ — densitatea mediului analizat;
σ — componenta verticală a efortului unitar normal.

Valorile foarte reduse ale intensității vitezelor și ale derivatelor lor permit neglijarea acestora, ceea ce face ca ecuația de mișcare a mediului să poată fi scrisă sub forma

$$\frac{\partial^2 S}{\partial t^2}=g-\frac{\gamma_w}{k}v-\frac{1}{\rho}\cdot\frac{\partial\sigma}{\partial z} \tag{8.11}$$

unde: S este deplasarea verticală a mediului (tasarea suplimentară);
γ_w — greutatea specifică a apei;
k — coeficientul de filtrație;
v — viteza infiltrației verticale.

Prin diferențierea relației (8.4), se obține

$$\frac{\partial\sigma}{\partial z}=\frac{\partial\sigma_e}{\partial z}+\eta\left[\frac{\partial^2\varepsilon}{\partial z\,\partial t}-\frac{F\sigma_e}{(\sigma_e-\sigma)^2}\left(2\frac{\partial\sigma}{\partial z}\cdot\frac{\partial\sigma}{\partial t}+\frac{\partial^2\sigma}{\partial z\,\partial t}\right)\right]; \tag{8.12}$$

Dacă se ține seama de relațiile

$$\frac{\partial\varepsilon}{\partial t}=\frac{\partial^2 S}{\partial t\,\partial z};\quad \frac{\partial^2\varepsilon}{\partial z\,\partial t}=\frac{\partial^3 S}{\partial t\,\partial z^2} \tag{8.13}$$

relația (8.12) se poate scrie sub forma

$$\frac{\partial\sigma}{\partial z}=\frac{\partial\sigma_e}{\partial z}+\eta\left[\frac{\partial^3 Sz}{\partial t\,\partial z^2}-\frac{F\sigma_e}{(\sigma_e-\sigma)^2}\left(2\frac{\partial\sigma}{\partial z}\cdot\frac{\partial\sigma}{\partial t}+\frac{\partial^2\sigma}{\partial z\,\partial t}\right)\right]. \tag{8.14}$$

Dacă se introduce relația (8.14) în expresia (8.11), și se ordonează termenii în S, se obține relația

$$\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{\partial S}{\partial t}+\frac{\eta}{\rho}\cdot\frac{\partial^2 S}{\partial z^2}\right)=g-\frac{\gamma_w}{k}-\frac{1}{\rho}\frac{\partial\sigma_e}{\partial z}+\frac{\eta F\sigma_e}{\rho(\sigma_e-\sigma)^2}\left(2\frac{\partial\sigma}{\partial z}\cdot\frac{\partial\sigma}{\partial t}+\frac{\partial^2\sigma}{\partial z\,\partial t}\right). \tag{8.15}$$

După lucrarea [90] rezultă că umiditatea critică a terenurilor sensibile la umezire de tipul loessului apare la limita inferioară de plasticitate w_p, atunci cînd din condițiile intrinseci ale modelului adoptat se consideră valabilă relația $\sigma=0{,}5\,\sigma_e$, [84, 121].

În acest caz forma finală a relației (8.15) va fi

$$\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{\partial S}{\partial t}+\frac{\eta\,\partial^2 S}{\rho\,\partial z^2}\right)=g-\frac{\gamma_w}{k}-\frac{1}{\rho}\cdot\frac{\partial\sigma_e}{\partial z}+\frac{\eta F}{0{,}25\rho\sigma_e}\left(2\frac{\partial\sigma}{\partial z}\frac{\partial\sigma}{\partial t}+\frac{\partial^2\sigma}{\partial z\,\partial t}\right) \tag{8.15 a}$$

Pentru respectarea similitudinii, starea mediului analizat poate fi descrisă de relația (8.15 a) atît pentru model, M, cît și în natură, N. În acest scop se introduc factorii de scară [90, 142]

$$Z_N=lZ_M;\ \eta_N=\nu\eta_M;\ v_N=V=v_M;\ t_N=Tt_M;\ g_N=Gg_M;\ \sigma_N=\bar{\sigma}\sigma_M;$$
$$S_N=lS_M;\ \rho_N=R\rho_M;\ \sigma_{eN}=\bar{\sigma}\sigma_{eM};\ k_N=\bar{k}k_M;\ F_N=\bar{F}F_M. \tag{8.16}$$

Se alcătuiește ecuația de stare a mediului în condițiile de acțiune ale modelului, sub forma

$$\frac{1}{T}\cdot\frac{\partial}{\partial t_M}\left(\frac{l}{T}\cdot\frac{\partial S_M}{\partial t_M}+\frac{\nu}{R}\cdot\frac{\eta_M}{\rho_M}\cdot\frac{\partial^2 S_M}{\partial^2 z_M}\right)=Gg_M+\frac{Vv_M\gamma_w}{\bar{k}\,k_M}-$$
$$-\frac{\bar{\sigma}\,\partial\sigma_{eM}}{R\rho_M l\,\partial z_M}+\frac{\nu\eta_M}{R\rho_M}\cdot\frac{\bar{F}F_M}{0{,}25\bar{\sigma}\sigma_{eM}}\left(2\frac{\bar{\sigma}}{l}\frac{\partial\sigma_M}{\partial z_M}\cdot\frac{\bar{\sigma}\,\partial\sigma_M}{T\,\partial t_M}+\frac{\bar{\sigma}^2\,\partial^2\sigma_M}{lT\,\partial t_M\,\partial z_M}\right). \tag{8.17}$$

Fenomenul de tasare suplimentară reprezentat pe model va fi identic cu cel din natură dacă relația (8.17) va fi identică cu relația (8.15 a). În acest caz se poate scrie

$$\frac{l}{T^2}=\frac{\nu}{RT}=G=\frac{\bar{v}}{\bar{k}}=\frac{\bar{\sigma}}{Rl}=\frac{\bar{F}\nu\sigma}{RlT} \tag{8.18}$$

La valori mici ale efortului unitar σ, ecuația (8.1) devine $\varepsilon \leqslant F\sigma/\sigma_{cr}$ și reprezintă corpul Hooke corespunzător unui modul de elasticitate σ_{cr}/F. În fazele avansate de solicitare, corpul Euler modelează o rupere progresivă.

Prin cuplarea corpului Euler în serie sau în paralel cu alte corpuri reologice simple, se obțin noi modele reologice cărora corpul Euler le imprimă caracteristicile sale.

Această situație a determinat pe autori să combine modelul reologic din fig. 8.2 cu corpul Euler din fig. 8.3, ultimul înlocuind resorturile *I* din primul model reologic.

Pământurile sensibile la umezire de tipul loessului prezintă umidități naturale reduse iar comportarea lor sub încărcare este aproape elastică, ceea ce permite ca legea de deformație să fie exprimată prin ecuația de deformare liniară a mediului.

La declanșarea procesului de umezire, echilibrul mediului se distruge prin deplasarea particulelor de pământ, ceea ce determină apariția unei stări de tensiune suplimentară care crește proporțional cu viteza de producere a deformației. În acest sens, pământurile sensibile la umezire capabile de tasări suplimentare trebuie analizate pe un model elasto-plasto-vîscos, având o structură cvasiomogenă și cvasiizotropă.

8.3. Ecuațiile diferențiale ale procesului de tasare suplimentară

Modelului propus de autori [121], (fig. 8.3, *a*), i se pot aplica următoarele ecuații de stare

$$\sigma = \sigma_p + \sigma_v = \sigma_e; \quad \varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_v; \quad \varepsilon_p = \varepsilon_v \tag{8.2}$$

și ținînd seama că

$$\dot{\varepsilon}_v = \frac{\sigma}{\eta}; \quad \varepsilon_e = \frac{F\sigma}{\sigma_{cr} - \sigma}; \quad \dot{\varepsilon}_e = \frac{F\sigma_{cr}}{(\sigma_{cr} - \sigma)^2} \tag{8.3}$$

se poate scrie ecuația de stare sub forma

$$\sigma = \sigma_{cr} + \eta\left[\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} - \frac{F\sigma_{cr}}{(\sigma_{cr} - \sigma)^2}\,\frac{\partial \sigma}{\partial t}\right]. \tag{8.4}$$

Dar cum pentru $\varepsilon = F$ din relația (8.1) rezultă $\sigma_{cr,\,A} = 0{,}5\ \sigma_{cr}$ ($\sigma_{cr,\,A}$ având semnificația presiunii critice definită în cap. 5), pentru eforturile unitare inferioare valorii $0{,}5\ \sigma_{cr}$, deformația terenului se desfășoară conform relației (8.1).

Dacă în ecuația (8.4) se introduce $\sigma = \sigma_0 = \text{const}$, iar valoarea constantei C se determină din condițiile $t = 0$, $\sigma = \sigma_0$ și $\varepsilon = \varepsilon_0$, atunci se obține

$$\varepsilon = \frac{1}{\eta}(\sigma_0 - \sigma_{cr}) + \varepsilon_0. \tag{8.5}$$

Pentru cele trei cazuri caracteristice ($\sigma_0 > \sigma_{cr}$, $\sigma_0 = \sigma_{cr}$ și $\sigma_0 < \sigma_{cr}$) se obțin trei drepte de variație, la ultimul caz intervenind amortizarea deformațiilor (fig. 8.4).

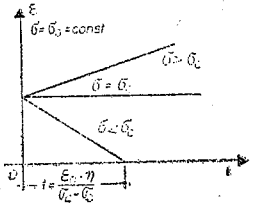


Fig. 8.4. Variația deformației ε funcție de timp, pentru modelul reologic propus.

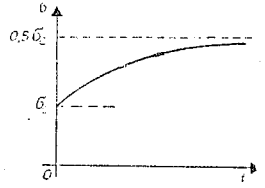


Fig. 8.5. Variația lui σ funcție de t, pentru modelul propus.

Dacă în ecuația (8.4) se introduce $\varepsilon = \varepsilon_0 = \text{const}$ care dă $\dot{\varepsilon} = 0$, se va obține

$$\sigma + \eta\frac{F\sigma_{cr}}{(\sigma_{cr} - \sigma)^2} \cdot \frac{\partial \sigma}{\partial t} - \sigma_{cr} = 0. \tag{8.6}$$

Variația acestei ecuații este reprezentată în fig. 8.4.

Impunînd condiția ca poziția limită a barei în stadiul elastic să fie punctul *A* (fig. 8.3, *c*), efectuînd integrarea și determinînd constanta C pe baza condițiilor $t = 0$ și $\sigma = \sigma_0$, se obține relația finală

$$t = \frac{\eta F}{0{,}5\ \sigma_{cr}}\left[\ln\frac{\sigma_{cr} - \sigma_0}{0{,}5\ \sigma_{cr} - \sigma_0} - \ln\frac{\sigma_{cr} - \sigma}{0{,}5\sigma_{cr} - \sigma}\right] + \eta F\left[\frac{\sigma - \sigma_0}{(0{,}5\sigma_{cr} - \sigma)^2}\right]. \tag{8.7}$$

Variația acestei funcții este reprezentată în fig. 8.5.

În cazul unei încărcări exterioare, dată de un rambleu, care crește cu viteză constantă V, dacă în relația (8.4) se înlocuiește $\sigma = V$, se integrează expresia obținută în care se înlocuiește $\sigma = 0{,}5\ \sigma_{cr}$, se impune condiția de continuitate în punctul *A* (fig. 8.3, *c*) și se elimină t făcînd $t = \frac{\sigma}{V}$, se obține ecuația

$$\varepsilon = \frac{(\sigma - \sigma_{cr})^2}{2\eta V} - \frac{0{,}25\sigma_{cr}^2}{2\eta V} + \frac{F\sigma_{cr}}{\sigma_{cr} - \sigma} - F. \tag{8.8}$$

Această relație este valabilă pentru curbe situate dincolo de limita *A* (fig. 8.3, *c*), adică în domeniul $\sigma > 0{,}5\ \sigma_{cr}$. Atunci cînd $\sigma = 0{,}5\ \sigma_{cr}$, valoarea lui ε devine F; aceeași valoare se obține pentru ε atunci cînd

8. TEORIA REOLOGICĂ A DEFORMAȚIILOR SUPLIMENTARE

8.1. Natura reologică a procesului de tasare suplimentară

Deformațiile structurale ale depozitelor loessoide desfășurate în cursul procesului de tasare suplimentară sînt determinate de interacțiunea dintre umiditate și legăturile electro-chimice sau mecanice care acționează între particulele scheletului pămîntului. Ca urmare a acestor procese complexe, în pămînturile sensibile la umezire apar și se dezvoltă procese reologice sau de curgere lentă care constau din creșterea deformațiilor plastice în timp, în regim constant de încărcare și umiditate. Fenomenele de curgere la terenurile de fundare alcătuite din loess pot fi ilustrate ca în fig. 8.1, unde se prezintă evoluția tasării suplimentare la umiditatea egală cu limita de frămîntare w_p [90].

Primul stadiu de deformație denumit nestaționar este reprezentat de deformarea plastică accentuată, determinată de fenomenele structural ireversibile; aceste fenomene sînt produse de acțiunea apei asupra legăturilor interioare ale structurii pămîntului.

Cel de al doilea stadiu se caracterizează prin curgerea plastic-vîscoasă lent amortizată, determinată de procesele fizico-chimice care se

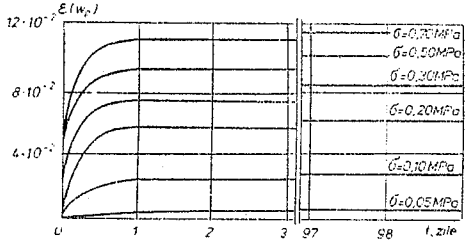


Fig. 8.1. Curgerea depozitelor loessoide în cazul tasării lor suplimentare (la umiditatea W_p) [90].

petrec în spațiul intercristalin al particulelor minerale ce alcătuiesc pămîntul respectiv. În acest stadiu, deformațiile suplimentare se dezvoltă lent, tinzînd asimptotic spre zero.

În comparație cu durata celui de al doilea stadiu de deformație, durata primului stadiu este redusă.

8.2. Modelele reologice pentru studiul depozitelor loessoide

Procesele reologice pot fi analizate comod pe modele mecanice care permit operații logice, mai numeroase și mai generale, în condiții economice [141]. În continuare sînt prezentate cîteva modele de acest gen, propuse în literatura de specialitate pentru studiul pămînturilor sensibile la umezire, a căror combinare a permis modelarea mai reală a fenomenului de tasare suplimentară.

Primul model, propus în lucrările [90, 94] și care descrie procesul de tasare suplimentară al depozitelor loessoide sub acțiunea sarcinii geologice (fig. 8.2), constă dintr-un șir de resorturi dispuse în paralel *1*, unite printr-un bloc *2* de un model Newton *3* și de un model Saint-Venant *4*. Modelul Saint-Venant este format dintr-o glisieră *5* cuprinsă între două ghidaje *6* care strîng suprafața curbă a glisierii prin intermediul a două resorturi orizontale *7*, ceea ce creează o frecare și o coeziune uscată. Resorturile *1* și *7* modelează proprietățile elastice, respectiv pe direcție verticală și orizontală. Resorturile *7* asigură de asemenea, după Coulomb, rezistența la forfecare în secțiunile verticale ale pămîntului sensibil la umezire.

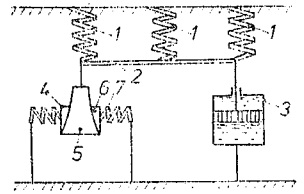


Fig. 8.2. Model reologic pentru pămînturi formate din depozite loessoide (după A. A. Mustafaev).

În lucrarea [121] este prezentat un model reologic simplu (fig. 8.3) care să poată descrie fenomenul ruperii ca un proces progresiv atît în faza inițială de deformare, cît și în cea finală și care constă dintr-un corp Euler, în care intervin eforturile unitare și deformațiile specifice, legate între ele prin relația

$$\varepsilon = \frac{F\sigma}{\sigma_{cr} - \sigma} \qquad (8.1)$$

unde: F este o constantă cu semnificația unei deformații specifice;

σ_{cr} — constantă care reprezintă un efort unitar critic limită pentru care deformațiile corpului Euler devin nelimitate.

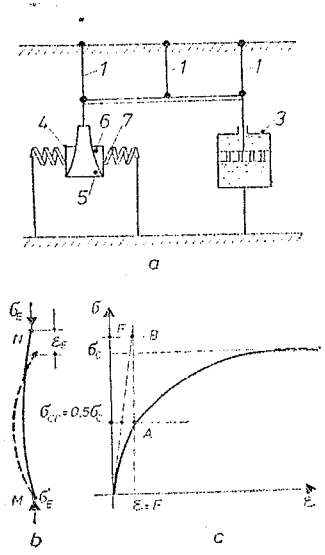


Fig. 8.3. Modelul reologic propus de autori [121].

a — schema modelului reologic propus; *b* — modelul reologic simplu format dintr-un corp Euler; *c* — curba de dependență σ—ε pentru corpul Euler (bara articulată *MN*).

tativi și cantitativi de exprimare a acestei caracteristici să fie lărgită astfel încît să se poată oglindi cît mai perfect influența diferiților factori care determină fenomenul de tasare suplimentară a depozitelor loessoide sub acțiunea umidității ridicate. Aceasta ar da posibilitatea categorisirii cît mai exacte a depozitelor loessoide după gradul de sensibilitate la umezire, ceea ce ar ușura în proiectare stabilirea și diferențierea măsurilor de îmbunătățire a terenului de fundare și de protecție a construcțiilor după pericolul real pe care depozitele loessoide respective îl reprezintă în caz de umezire.

Acest lucru ar permite mărirea gradului de siguranță al construcțiilor proiectate și reducerea costului măsurilor de îmbunătățire și de protecție a terenului de fundare la minimum necesar.

7.2. Stabilirea grupei de încadrare a terenurilor de fundare formate din depozite loessoide sensibile la umezire

Dintre pămînturile sensibile la umezire cu largă răspîndire în R. S. România, loessurile și pămînturile loessoide denumite depozite loessoide ocupă un loc predominant.

Stabilirea grupei în care se încadrează terenurile de fundare formate din depozite loessoide sensibile la umezire — denumite uneori prescurtat P.S.U. — se face pe baza valorii tasării suplimentare efective maxime $I_{g,\,max}$ sub sarcina geologică, care se determină într-o incintă experimentală cu dimensiuni minime de 20 m × 20 m, la acțiunea inundării sub un strat de apă de 0,3—0,5 m grosime, menținut constant pînă la amortizarea tasărilor.

După mărimea tasării suplimentare efective maxime sub sarcina geologică, terenurile de fundare pot aparține:

— grupei A care cuprinde terenurile avînd $I_{g,\,max} \leqslant 5$ cm;

— grupei B care cuprinde terenurile avînd $I_{g,\,max} > 5$ cm.

Ținînd seama de clasa de importanță a construcțiilor stabilită prin STAS 10100/0-75, aprecierea grupei de încadrare a terenurilor se poate face și pe baza valorilor orientative ale tasării suplimentare, determinate prin încercări de laborator efectuate pe probe extrase din monoliți, dar numai pentru construcțiile din clasele de importanță IV și V, precum și pentru construcțiile izolate din clasa III.

În acest caz, ținînd seama și de grosimea stratului de pămînt sensibil la umezire, aceste terenuri se pot clasfica astfel:

a) cînd stratul de pămînt sensibil la umezire nu depășește 5 m grosime de la suprafața terenului iar $i_g \leqslant 0{,}01$, terenul de fundare respectiv se consideră ca aparținînd grupei A;

b) cînd stratul de pămînt sensibil la umezire are grosimea cuprinsă între 5 și 10 m, se va considera că terenul respectiv aparține:

— grupei A, dacă prin calcule s-a obținut $I_g^c \leqslant 10$ cm;

— grupei B, dacă prin calule sc-a obținut $I_g^c > 10$ cm;

c) dacă terenul de fundare alcătuit din pămînt sensibil la umezire are o grosime mai mare de 10 m, acesta se va considera ca aparținînd grupei B.

Dreapta $S_r=0,8$ delimitează domeniul pământurilor sensibile la umezire. Dacă se ține seama de valoarea umidității w_L și cea a raportului $1/\rho_d$, acest domeniu este perfect delimitat în graficul 7.7.

Deși numărul criteriilor de apreciere a sensibilității la umezire a depozitelor loessoide este mare, totuși este bine ca gama indicilor cali-

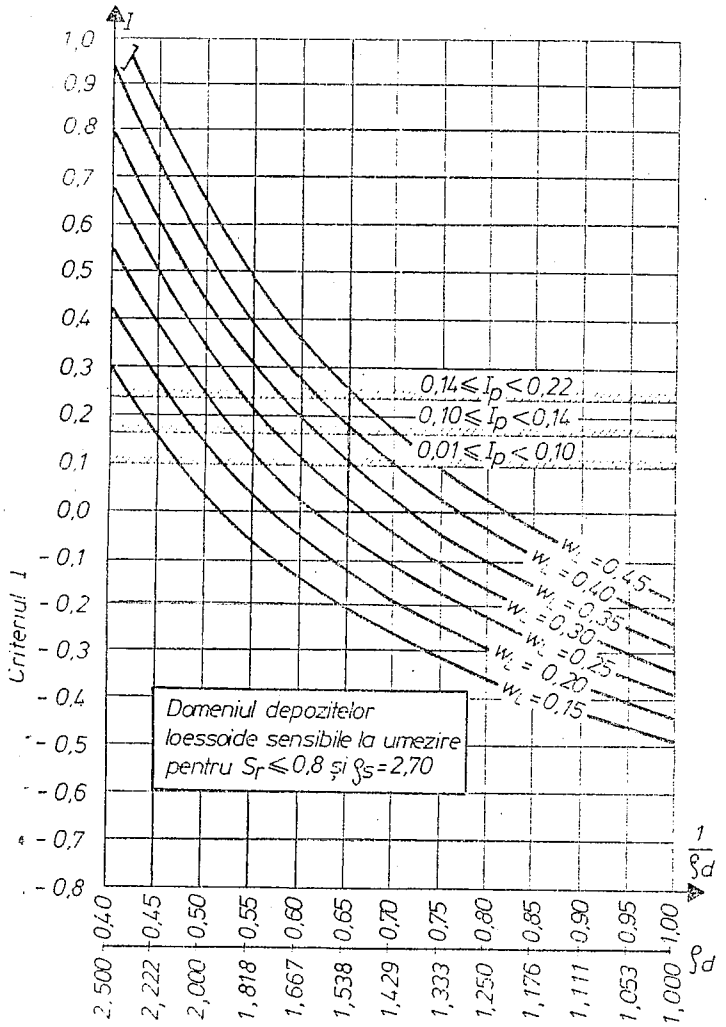


Fig. 7.6. Grafic de stabilire a domeniului de sensibilitate la umezire pentru $S_r \leq 0,8$ și $\rho_s=2,70$.

Tabelul 7.6

Valorile raportului $\frac{1}{\rho_d}$, funcție de umiditatea w și de ρ_s.

ρ_s	Valorile raportului $1/\rho_d$ pentru w (%)					
	15	20	25	30	35	40
2,60	0,572	0,635	0,697	0,760	0,822	0,885
2,70	0,558	0,620	0,683	0,745	0,808	0,870
2,80	0,545	0,607	0,670	0,732	0,795	0,57

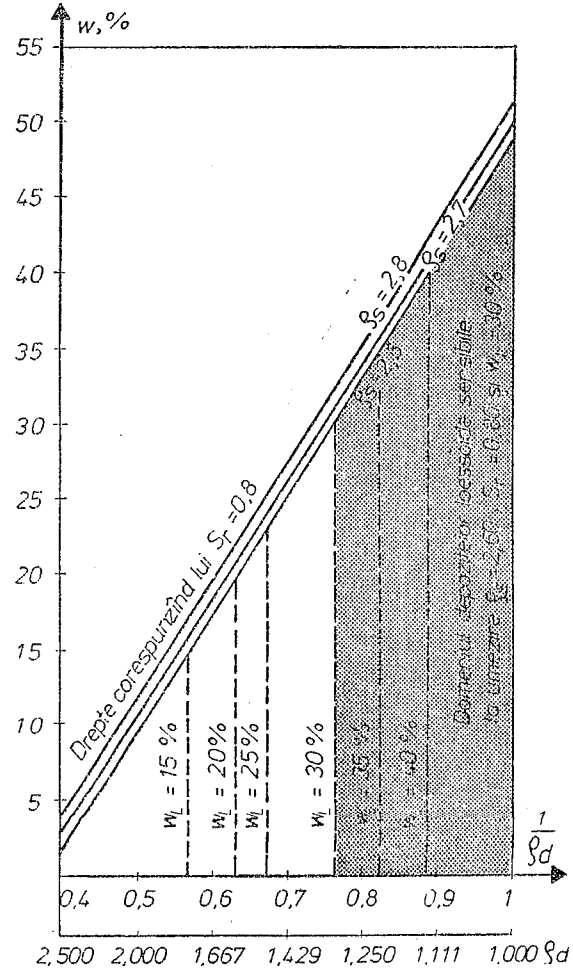
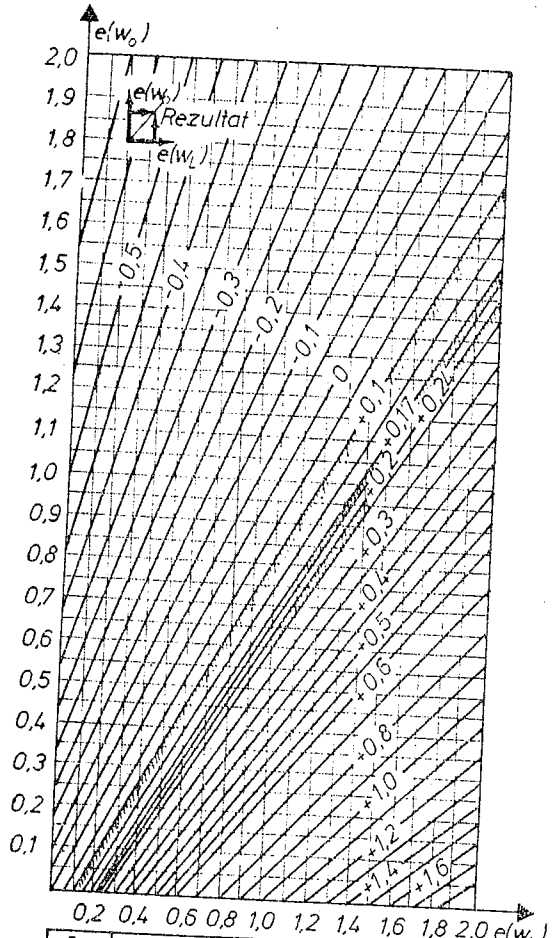


Fig. 7.7. Grafic de stabilire a domeniului de sensibilitate la umezire pentru $S_r=0,8$, $\rho_s=2,6$; 2,7; 2,8 și $w_L=30\%$.

lui analizat în grupa pămînturilor obișnuite sau în grupa celor sensibile la umezire (fig. 7.1, 7.2 și 7.3).

Nomograma din fig. 7.4, avînd axele de coordonate $e(w_L)$ și $e(w_0)$ permite stabilirea valorii criteriului I dat de relația (7.2) care caracterizează pămîntul respectiv din punct de vedere al sensibilității sale la umezire [129].



I_p	$0,01 \leq I_p < 0,10$	$0,10 \leq I_p < 0,14$	$0,14 \leq I_p < 0,22$
I	0,10	0,17	0,24

Fig. 7.4. Nomograma de calcul al criteriului I de sensibilitate la umezire.

Pe baza criteriului I din relația (7.2) scris sub forma

$$I = \frac{\frac{w_L}{\rho_w} - \left(\frac{1}{\rho_d} - \frac{1}{\rho_s}\right)}{\frac{1}{\rho_d}} \qquad (7.8)$$

s-au construit graficele din fig. 7.5 și 7.6 pentru valorile $\rho_s = 2{,}60$ g/cm³ și respectiv $\rho_s = 2{,}70$ g/cm³, în care, în funcție de valorile lui w_L și ale lui ρ_d a fost reprezentată variația criteriului I.

Pornind de la relația

$$\rho = \rho_d(1+w) = \rho_d\left[1 + \frac{S_r(\rho_s - \rho_d)\rho_w}{\rho_s \rho_d}\right] \qquad (7.9)$$

rezultă

$$\rho_d = \frac{S_r \rho_s \rho_w}{w\rho_s + S_r \rho_w}. \qquad (7.10)$$

Pe baza relației (7.10) se determină valorile lui $\frac{1}{\rho_d}$ funcție de w, pentru $S_r = 0{,}8$ și $\rho_w = 1$ (tabelul 7.6).

Ținînd seama de relațiile

$$S_r = \frac{w\rho_s}{e\rho_w} \quad \text{și} \quad e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}$$

se poate reprezenta variația lui w în funcție de $\frac{1}{\rho_d}$, $\frac{1}{\rho_s}$ și S_r, (fig. 7.7).

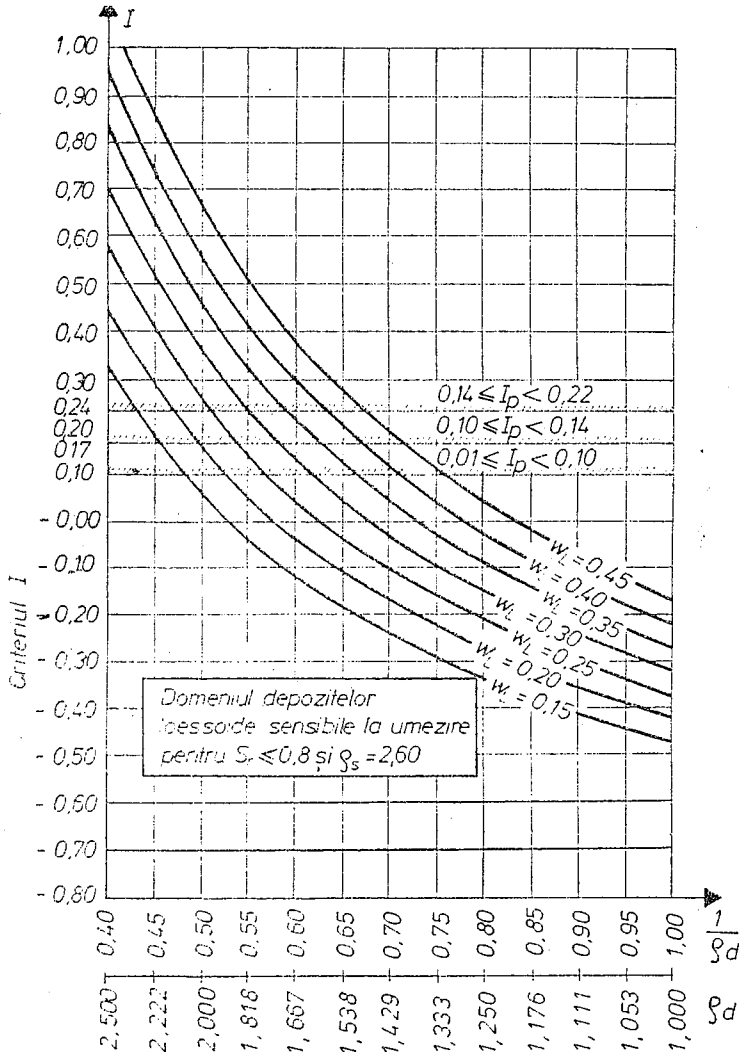


Fig. 7.5. Grafic de stabilire a domeniului de sensibilitate la umezire pentru $S_r \leq 0{,}8$ și $\rho_s = 2{,}60$.

zonele cercetate se pot încadra din punct de vedere al sensibilității la umezire, în următoarele grupe [39]:

— loessurile de Galați, Fetești și Tulcea: foarte sensibile;

— loessurile de Iași și Constanța: de sensibilitate medie;

— lutul de București: slab sensibil.

Această clasificare se bazează pe rezultatele obținute ca urmare a experimentărilor la scară naturală efectuate în zonele respective de către INCERC, în colaborare cu o serie de institute de proiectare județene. Cercetările au evidențiat că între σ_{cr} și K_0 definit de relația (7.1), există o relație aproximativ liniară (v. fig. 2.12). Dreapta $\sigma_{cr}=f(K_0)$, prin intersecția cu axa OK_0, determină raportul minim K_0 dintre fracțiunea activă (A) și fracțiunea inertă ($P+N$), pentru care pământul cercetat mai menține încă rezistență structurală [39]. Pentru depozitele loessoide din țara noastră $K_{0\ min}=0{,}10$.

— Luînd în considerație variația neliniară a deformației depozitelor loessoide sub încărcare, autorii prezintă în lucrarea [33] un nou criteriu de apreciere a sensibilității la umezire a pămînturilor sensibile la umezire, pornind de la relația

$$K_E^N=\frac{E^N(w_s)}{E^N(w_0)}=\frac{\frac{1}{\alpha(w_s)}\cdot\sigma^{1-\beta(w_s)}}{\frac{1}{\alpha(w_0)}\cdot\sigma^{1-\beta(w_0)}}=\frac{\alpha(w_0)}{\alpha(w_s)}\,\sigma^{\beta(w_0)-\beta(w_s)} \qquad (7.6)$$

Dacă $K_E^N<1$, atunci pămîntul analizat este sensibil la umezire.

Din încercările efectuate în orașul Galați pe loessul din cartierul Dunărea, a rezultat:

— pentru loessul natural: $K_E^N=0{,}038807\ \sigma^{-0{,}785}$

— pentru loessul compactat: $K_E^N=0{,}100183\ \sigma^{-0{,}385}$.

În cazul variației liniare a deformației pămîntului, pe baza formulei lui Schleicher, rezultă

$$K_E^L=\frac{S(w_0)}{S(w_s)}\cdot\frac{1-\nu_s^2}{1-\nu_0^2}=\frac{S(w_0)}{S(w_s)}\cdot\eta<1. \qquad (7.7)$$

Pentru a ușura operația de caracterizare a sensibilității la umezire a depozitelor loessoide, autorii au întocmit grafice ajutătoare bazate pe criteriul I din lucrarea [153] care permit încadrarea rapidă a pămîntu-

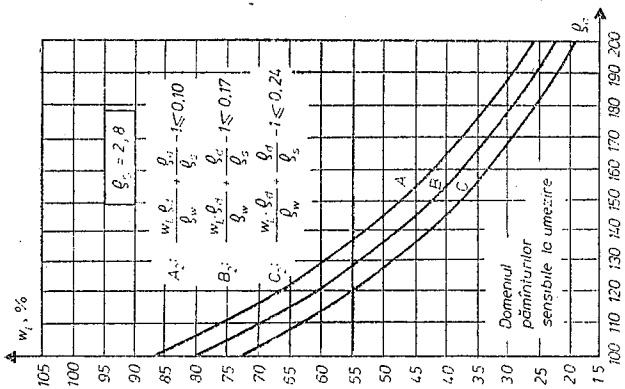


Fig. 7.3. Grafic de stabilire a domeniului de sensibilitate la umezire pentru $\varrho_s=2{,}80$.

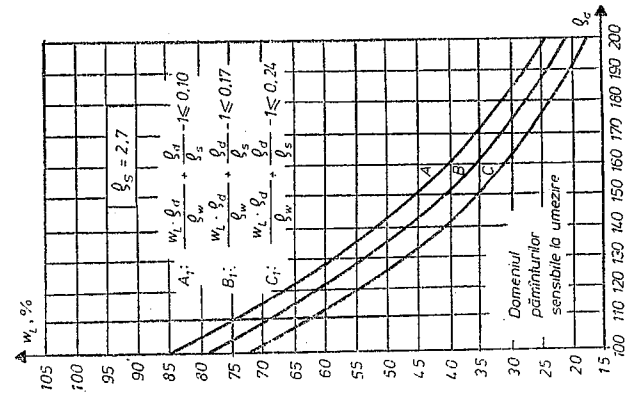


Fig. 7.2. Grafic de stabilire a domeniului de sensibilitate la umezire pentru $\varrho_s=2{,}70$.

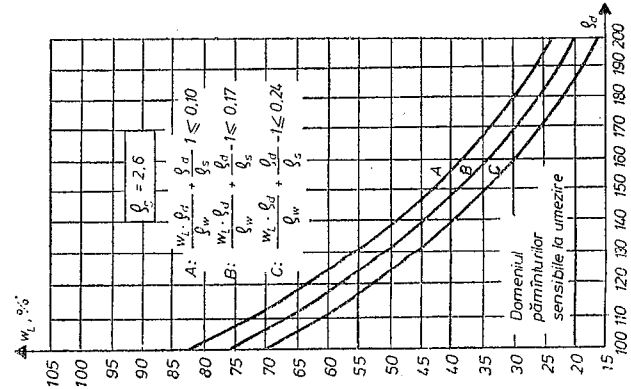


Fig. 7.1. Grafic de stabilire a domeniului de sensibilitate la umezire pentru $\varrho_s=2{,}60$.

unde: ρ_s și ρ_w sînt valorile densității scheletului de pămînt, respectiv a densității apei (pentru apă $\rho_w = 1$ g/cm³).

Valoarea indicelui I pentru pămînturile sensibile la umezire este mai mică decît valorile date în tabelul 7.3.

Tabelul 7.3

Valorile indicelui I pentru caracterizarea sensibilității la umezire a depozitelor loessoide

Indicile de plasticitate I_p	$0{,}01 < I_p < 0{,}10$	$0{,}10 < I_p < 0{,}14$	$0{,}14 < I_p < 0{,}22$
Indicele I	0,10	0,17	0,24

— În lucrările [3, 90] s-a propus ca aprecierea sensibilității la umezire a depozitelor loessoide să se facă pe baza parametrilor de rezistență c și Φ ai pămîntului analizat, determinați atît pentru starea saturată cu apă (w_s), cît și pentru umiditatea naturală (w_0).

Regula de variație a parametrilor de rezistență a depozitelor loessoide în procesul lor de umezire poate fi exprimată prin următoarele criterii adimensionale

$$P = \frac{\sigma_0(w_0)}{\sigma_0(w_s)}\ ;\ P_1 = \frac{\sigma_0(w_0) - \sigma_0(w_s)}{\ln w_s - \ln w_0}\ ;\ P_2 = \frac{c(w_0)}{c(w_s)}\ ; \qquad (7.4)$$

unde: $\sigma_0(w_0)$ și $\sigma_0(w_s)$ reprezintă *presiunea de coeziune*, adică presiunea echivalentă cu acțiunea tuturor forțelor care asigură rezistența structurală a pămîntului analizat, la umiditatea naturală, respectiv la saturare cu apă.

Datele experimentale au arătat că criteriile P și P_2, în cazul depozitelor loessoide, sînt mai mari decît 1 iar cu cît aceste criterii sînt mai mari cu atît pămîntul este mai sensibil la umezire.

— Cercetările experimentale *in situ* [92] au arătat că, cu cît tasarea absolută a depozitelor loessoide este mai mare, cu atît valorile lui P_1, P_2 și P_3 sînt mai mari.

La pămînturile argiloase, valorile criteriului P în toate cazurile au fost mai mici ca unitatea. Criteriul P_1 pentru pămînturile practic insensibile la umezire se caracterizează prin valori negative. Valoarea criteriului P_2, pentru pămînturile sensibile la umezire, este mai mare decît 2.

Astfel, clasificarea sensibilității la umezire a depozitelor loessoide după criteriul P_2 este următoarea:

— pămînturi stabile structural la umezire: $P_2 < 2$;
— pămînturi nestabile structural la umezire: $P_2 > 2$.

Aceste criterii rămîn valabile și în cazul pămînturilor neomogene pe verticală, la care eforturile de coeziune se modifică de la strat la strat. În acest caz se poate scrie

$$p_2^n = \frac{c_{med}(w_0)}{c_{med}(w_s)} = \frac{\dfrac{\sum_1^n c_i(w_0)}{\sum_1^n h_i}}{\dfrac{\sum_1^n c_i(w_s)}{\sum_1^n h_i}} \qquad (7.5)$$

unde h_i este grosimea stratului i.

După criteriul P_2, pămînturile sensibile la umezire se pot clasifica din punct de vedere al sensibilității la umezire ca în tabelul 7.4.

Tabelul 7.4

Caracterizarea sensibilității la umezire a depozitelor loessoide pe baza criteriului P_2

Caracterizarea sensibilității la umezire	Valoarea criteriului P_2
Slab sensibile	2 — 5
Cu sensibilitate medie	5 — 10
Foarte sensibile	>10

— Presiunea critică care apare ca o mărime de bază în calculul tasării depozitelor loessoide poate fi utilizată ca criteriu de apreciere a sensibilității la umezire a acestor pămînturi.

Referindu-ne la zonarea depozitelor loessoide după presiunea critică, pe baza tabelului 7.5, se poate aprecia că pămînturile examinate din

Tabelul 7.5

Caracterizarea sensibilității la umezire a depozitelor loessoide după presiunea critică

Caracterizarea sensibilității la umezire	Presiunea critică σ_{cr}, MPa
Foarte sensibile	$\sigma_{cr} > 0{,}05$
Cu sensibilitate medie	$0{,}05 \leqslant \sigma_{cr} < 0{,}10$
Slab sensibile	$0{,}10 \leqslant \sigma_{cr} < 0{,}15$
Insensibile	$\sigma_{cr} > 0{,}15$

7. CARACTERIZAREA SENSIBILITĂȚII LA UMEZIRE A DEPOZITELOR LOESSOIDE

7.1. Metode de apreciere a sensibilității la umezire

În literatura de specialitate au apărut numeroase propuneri în legătură cu modul de apreciere a sensibilității la umezire, în scopul identificării depozitelor loessoide, denumite și pămînturi macroporice.

Unele criterii propuse se referă la caracterizarea întregului strat de loess care constituie terenul de fundare pentru construcții, altele se referă la caracterizarea pămîntului ca material constituent al terenului de fundare respectiv. Un strat de grosime redusă, foarte sensibil la umezire, poate fi în unele cazuri mai puțin periculos pentru construcții decît un strat avînd o sensibilitate la umezire mai redusă, dar cu o grosime mai mare.

De aceea, la caracterizarea sensibilității la umezire a depozitelor loessoide, trebuie să se acorde atenție celor două aspecte arătate mai înainte.

Astfel, pentru caracterizarea sensibilității la umezire a stratelor formate din pămînturi sensibile la umezire de grosimi importante, trebuie întreprinse cercetări *in situ*, folosind procedeele expuse în cap. 9.

— Caracterizarea sensibilității la umezire a pămîntului extras dintr-un teren de fundare se face prin încercări de laborator. În această categorie sînt incluse în primul rînd procedeele simple ca cel expus de A. Scheidig și K. Terzaghi care au caracterizat loessurile după durata de dezagregare a probelor cubice cu latura de 1 cm, puse în apă. Ei au stabilit că pentru un loess tipic durata de dezagregare este de 30 s.

— Un alt criteriu de clasificare a sensibilității la umezire a depozitelor loessoide îl constituie clasificarea acestora după compoziția granulometrică [1, 39, 117, 134, 135, 157] care apare tipică pentru asemenea pămînturi. În lucrarea [39] se face propunerea de a se considera ca indice al sensibilității la umezire a depozitelor loessoide, raportul

$$K_0 = \frac{A}{P+N} \tag{7.1}$$

unde: A este conținutul procentual de argilă (parte activă);
P — conținutul procentual de praf (parte inertă);
N — conținutul procentual de nisip (parte inertă).

Cu cît indicele K_0, respectiv conținutul de argilă este mai mare, cu atît pămîntul respectiv este mai puțin sensibil la umezire (tabelul 7.1).

Tabelul 7.1

Valorile raportului K_0 pentru caracterizarea sensibilității la umezire a depozitelor loessoide

Caracterizarea sensibilității la umezire	K_0
Foarte sensibile	$K_0 \leqslant 0{,}3$
Cu sensibilitate medie	$0{,}31 < K_0 \leqslant 0{,}50$
Puțin sensibile	$0{,}51 < K_0 \leqslant 0{,}7$

— Un alt criteriu de clasificare a depozitelor loessoide după sensibilitatea la umezire ține seama de mărimea tasării specifice a pămîntului examinat (tabelul 7.2). Pentru $i_p \leqslant 0{,}01$ depozitele loessoide nu se consideră sensibile la umezire dacă și $\gamma_d \geqslant 17$ kN/m^3.

Tabelul 7.2

Caracterizarea sensibilității la umezire a depozitelor loessoide după tasarea specifică

Caracterizarea sensibilității la umezire	Tasarea specifică la presiunea de 0,2 MPa	Greutatea volumică a scheletului, kN/m^3
Slab sensibile	$0{,}01 < i_p \leqslant 0{,}03$	15 —16
Cu sensibilitate medie	$0{,}031 < i_p \leqslant 0{,}07$	14,5—15
Foarte sensibile	$i_p < 0{,}07$	<14,5

— Criteriul de apreciere a sensibilității la umezire a depozitelor loessoide avînd $S_r \leqslant 0{,}8$, prezentat în lucrările [153 și 159], se bazează pe valoarea indicelui I exprimat prin relația

$$I = \frac{e(w_L) - e(w_0)}{1 + e(w_0)} \tag{7.2}$$

unde: $e(w_0)$ este indicele porilor pentru pămîntul cu structura și umiditatea naturală;
$e(w_L)$ — indicele porilor corespunzător umidității la limita de curgere w_L a pămîntului și care se determină cu relația

$$e(w_L) = w_L \frac{\rho_s}{\rho_w} \tag{7.3}$$

normale produsă de încărcarea exterioară și valoarea tasării suplimentare produsă de sarcina geologică și încărcarea exterioară.

Valoarea tasării normale se determină în conformitate cu STAS 3300-77 [161]; tasarea suplimentară se determină în conformitate cu cap. 5, ținîndu-se seama de grupa de sensibilitate la umezire a terenului respectiv, de tipul sursei de umezire și de alți factori deja menționați.

Calculul terenului de fundare format din depozite loessoide sensibile la umezire, la starea limită de deformație, ia în considerație totalitatea deformațiilor terenului de fundare, respectînd relația

$$S_t = S_p + I_{g,t} \leqslant S_{lim} \tag{6.11}$$

unde S_{lim} este mărimea limită a deformației comune a terenului de fundare și a construcției.

Încercările efectuate în poligonul experimental din microraionul 21, cartier Dunărea-Galați, au scos în evidență că terenurile formate din depozite loessoide sensibile la umezire, îmbunătățite prin compactare cu coloane de pămînt, după umezire capătă totuși tasări suplimentare. Astfel, au fost obținute tasări suplimentare cuprinse între 32 și 76 mm sub acțiunea sarcinii geologice, iar sub încărcarea exterioară de 0,2 MPa, au fost obținute deformații cuprinse între 179 și 285 mm (v. fig. 5.17). În asemenea situații se recomandă ca verificarea prin calcul la starea limită de deformație să se facă atît la pămînturile sensibile la umezire din categoria B, cît și la cele din grupa A de sensibilitate.

Verificarea prin calcul la starea limită de deformație poate să nu fie făcută la terenurile de fundare din grupa A de sensibilitate la umezire, atunci cînd:

— presiunea medie reală transmisă terenului de către fundație nu depășește presiunea critică σ_{cr} la nivelul tălpii fundației;

— presiunea medie reală transmisă terenului de către fundație nu depășește valorile de calcul ale presiunii convenționale, în cazul construcțiilor la care se face verificarea terenului la presiuni convenționale și atunci cînd terenul de fundare are o tasare suplimentară specifică $i_{g+p} < 0{,}01$ la presiunea $p_t = 0{,}3$ MPa.

Cînd terenul de fundare este îmbunătățit prin consolidarea sa cu mijloace mecanice, pe o adîncime mai mică decît grosimea stratului de pămînt sensibil la umezire, se va face verificarea astfel ca presiunea pe suprafața stratului rămas neconsolidat să nu depășească presiunea critică σ_{cr} a acestui strat, adică:

$$\sigma_{cr} \geqslant \sigma_{z,p} + \sigma_{z,g}. \tag{6.12}$$

Presiunea de calcul asupra stratului consolidat p^c_{pl}, în condițiile eliminării tasării suplimentare a stratului inferior neconsolidat (de exemplu cu umiditate peste 22%), se determină cu relația [157]

$$p^c_{pl} = \frac{\sigma_{cr} - \sigma_{z,g} + \bar{\alpha}_z \sigma_{D,g}}{\bar{\alpha}_z}$$

în care: $\sigma_{z,g}$ este sarcina geologică transmisă la nivelul feței superioare a stratului neconsolidat;

$\sigma_{D,g}$ — sarcina geologică la nivelul tălpii fundației;

$\bar{\alpha}_z$ — coeficientul de reducere a presiunii transmisă de fundație la nivelul feței superioare a stratului neconsolidat și care se ia din tabelul 5.2.

— ridicarea lentă a umidității în terenurile de fundare alcătuite din depozite loessoide sensibile la umezire cu $S_r<0,5$, determinată de condensarea apei prin eliminarea fenomenului de aerație, datorită asfaltării teritoriului construit și executării construcțiilor, sau prin infiltrarea apei din precipitații.

În cazul construcțiilor din clasele de importanță III, IV și V (v. anexa I, tabelul I.9), [163] precum și pentru condițiile de teren indicate în continuare, cînd studiul geotehnic nu cuprinde datele necesare pentru efectuarea calculului la starea limită de deformație, calculul terenului de fundare format din depozite loessoide sensibile la umezire se poate face pe baza presiunilor convenționale de calcul p_{conv} (tabelul 6.2).

Tabelul 6.2

Valorile presiunii convenționale la depozitele loessoide

Tipul pămîntului sensibil la umezire	p_{conv}, MPa			
	Pămînt natural avînd γ_d (kN/m³)		Pămînt consolidat avînd γ_d (kN/m³)	
	13,50	15,50	16,00	17,00
Praf nisipos, praf	0,30 / 0,15	0,35 / 0,18	0,20	0,25
Praf argilos	0,35 / 0,18	0,40 / 0,20	0,25	0,30

Observații. 1) Cifrele de la numărător se referă la pămînturile sensibile la umezire aflate în stare naturală și avînd gradul de saturație $S_r \leqslant 0,5$ cînd nu este posibilă umezirea lor; la numitor sînt date presiunile convenționale pentru aceleași pămînturi avînd $S_r \geqslant 0,8$ sau un grad de saturație mai redus dar la care este posibilă umezirea.

2) Pentru valori intermediare ale lui γ_d și S_r, valorile p_{conv} se determină prin interpolare

De asemenea, presiunile convenționale se pot utiliza și în următoarele situații:

a) la anteevaluarea mărimii fundațiilor;

b) la proiectarea fundațiilor construcțiilor lipsite de procese tehnologice umede [157, 159], pentru următoarele cazuri:

— construcții industriale, depozite, construcții agrozootehnice și clădiri similare, cu un singur nivel și cu pereți portanți insensibili la tasări neuniforme, care transmit terenului de fundare încărcări pînă la 0,400 MN pe fundație izolată sau pînă la 0,80 MN/m de fundație continuă;

— clădiri social-culturale și de locuit (exclusiv structurile în cadre) cu înălțimi pînă la 3 niveluri și cu încărcarea transmisă terenului de fundare pînă la 0,100 MN/m de fundație continuă.

Valorile presiunii convenționale p_{conv} din tabelul 6.2 se referă la fundații de lățime $B_1=1$ m și adîncime de fundare $D_1=2$ m. Atunci cînd adîncimea de fundare $D\neq 2$ m, presiunea convențională p_{conv} se stabilește cu relațiile [159]

— pentru $D\leqslant 2$ m

$$p^D_{conv}=p_{conv}\left[1+m_1\left(\frac{B-B_1}{B}\right)\right]\left(\frac{D+D_1}{2B_1}\right); \tag{6.7}$$

— pentru $D>2$ m

$$p^D_{conv}=p_{conv}\left[1+m_1\left(\frac{B-B_1}{B}\right)+m_2\gamma_{sat}(D-D_1)\right. \tag{6.8}$$

în care: p_{conv} este presiunea convențională stabilită în tabelul 6.2, în MPa;

B, D — lățimea reală a fundației, respectiv adîncimea reală de fundare, în m;

γ_{sat} — valoarea de calcul a greutății volumice a depozitului loessoid saturat cu apă, dispus deasupra nivelului tălpii fundației, în MN/m³;

m_1 — coeficient care ia în considerare influența lățimii fundației și care este egal cu 0,05;

m_2 — coeficient care ia în considerare influența adîncimii de fundare și care este egal cu 0,02.

Calculul terenului de fundare pe baza presiunilor convenționale de calcul se face ținînd seama de inegalitățile [83]

$$p_{ef}<p_{conv} \tag{6.9}$$

$$p'_{ef}<1,4\ p_{conv} \tag{6.10}$$

unde: p_{ef} reprezintă presiunea medie verticală pe teren, provenită din încărcările de calcul din gruparea fundamentală;

p'_{ef} — presiunea medie verticală pe teren, provenită din încărcările de calcul din gruparea specială;

p_{conv} — presiunea convențională de calcul din tabelul 6.2.

Mărimea totală a deformațiilor terenului de fundare alcătuit din depozite loessoide sensibile la umezire este formată din valoarea tasării

Comparativ cu valorile diferențelor de tasări recomandate de Skempton și Macdonald ca limite de fisurare a clădirilor cu fundații pe tălpi dispuse pe argile, valorile corespunzătoare prezentate în studiul efectuat pentru Galați prezintă creșteri de pînă la 100% pentru tronsoanele lungi și de peste 300% pentru tronsoanele scurte (fig. 6.7).

Studiul efectuat [25] scoate în evidență capacitatea de adaptare a clădirilor cu pereți din beton armat la condițiile de teren capabil de tasări neuniforme, precum și necesitatea de a se proiecta tronsoane scurte, în vederea creerii posibilității ca structurile de rezistență să poată prelua tasări mai mari.

În ceea ce privește teama locatarilor la apariția unor fisuri, este necesar de menționat că nu este realist să se pretindă ca într-o construcție să fie exclusă apariția oricărei fisuri, chiar cu deschidere filiformă, datorită tasărilor diferențiate [136]. La majoritatea clădirilor cu tencuieli vechi, pot fi observate fisuri atît la pereți cît și la tavane, datorită variațiilor de temperatură și umiditate. Nici cele mai perfecționate metode nu sînt încă în măsură să prevină această formă de fisurare.

De asemenea, se pot tolera și anumite fisuri din tasări; nu este însă permis să se admită deformații relative mai mari decît limita degradărilor structurale (1/150).

6.3. Particularitățile de calcul ale terenului de fundare alcătuit din depozite loessoide sensibile la umezire

Calculul terenului de fundare alcătuit din depozite loessoide sensibile la umezire se efectuează luîndu-se în considerare particularitățile specifice unor asemenea terenuri, care fiind supuse presiunilor transmise de construcții sau de sarcina geologică, în condițiile unei umeziri importante, suferă tasări suplimentare ($i_z \geqslant 0{,}01$). Aceste particularități se referă atît la determinarea presiunilor de calcul cît și la calculul terenului de fundare.

1) Presiunile de calcul care acționează asupra terenului de fundare se determină ținînd seama de posibilitățile și felul sursei de umezire, de metoda de asigurare a rezistenței și siguranței în exploatare aleasă pentru construcția respectivă și de caracteristicile de rezistență ale terenului de fundare.

2) În condițiile în care nu este posibilă umezirea terenului de fundare, presiunea limită de calcul p_{pl} exercitată asupra terenului respectiv format din depozite loessoide sensibile la umezire se determină cu relațiile (6.5) și (6.6), pentru care caracteristicile de rezistență se stabilesc astfel:

— cînd umiditatea pămîntului $w \geqslant w_p$, caracteristicile de rezistență se determină prin încercarea pămîntului în stare de umiditate naturală;

— cînd umiditatea pămîntului $w < w_p$, caracteristicile de rezistență se determină prin încercarea pămîntului cu umiditatea la limita de frămîntare w_p.

3) Atunci cînd umezirea terenului de fundare este posibilă, presiunea limită de calcul p_{pl} se determină luînd în considerare următoarele [157, 159]:

— în cazul înlăturării apariției tasării suplimentare determinate de încărcarea exterioară transmisă de construcție, prin reducerea acesteia, valoarea presiunii limită de calcul p_{pl} nu trebuie să depășească mărimea presiunii critice σ_{cr}, determinată ca în cap. 5;

— cînd este asigurată rezistența construcției prin introducerea măsurilor constructive și de protecție hidrofugă stabilite pe bază de calcule și cînd se ține seama de mărimea posibilă a tasării normale și suplimentare a terenului de fundare, valoarea presiunii limită de calcul p_{pl} se determină cu relațiile (6.5) și (6.6), pentru care valorile de calcul ale caracteristicilor de rezistență se stabilesc prin încercarea pămîntului în stare saturată cu apă, după tasarea lui suplimentară;

— în cazul îmbunătățirii terenului de fundare alcătuit din depozite loessoide sensibile la umezire, prin diferite mijloace (compactare cu maiul greu, cu coloane de pămînt bătut, prin preumerize etc.), valoarea presiunii limită de calcul p_{pl} se determină cu aceleași relații, pentru care caracteristicile de rezistență se stabilesc prin încercarea pămîntului saturat cu apă și compactat în prealabil la gradul de compactare proiectat.

Umezirea terenului este posibilă și de ea se va ține seama în proiectare în următoarele cazuri:

— umezirea locală a terenului de fundare care produce tasarea lui suplimentară pe o suprafață redusă, în limitele unei părți din grosimea stratului de pămînt sensibil la umezire, sau mai rar, în limitele întregului strat de pămînt sensibil la umezire;

— umezirea intensă a terenului de fundare pe întreaga grosime a stratului de pămînt sensibil la umezire, pe suprafețe întinse, cu dezvoltarea maximă a tasării suplimentare, determinată atît de sarcina geologică cît și de încărcarea exterioară;

— ridicarea nivelului apelor subterane care determină tasarea suplimentară a straturilor inferioare ale pachetului de pămînt sensibil la umezire, sub acțiunea sarcinii geologice, eventual și a încărcării exterioare;

Clădirile respective erau situate pe un teren de fundare format din loess sensibil la umezire în grosime de 16—18 m, care a fost compactat cu coloane de pămînt pe o grosime de numai 7 m și care a fost supus

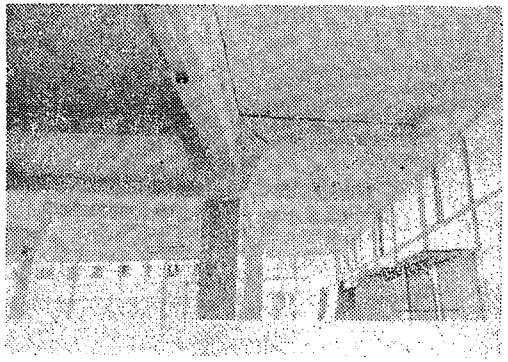


Fig. 6.5. Degradări produse la complexul comercial din Piața 30 Decembrie-Galați, datorită tasării neuniforme.

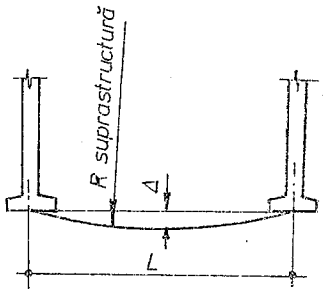


Fig. 6.6. Tasarea diferențiată produsă prin încovoiere.

în această perioadă unor fenomene de umezire din cele mai variate tipuri.

Structura de rezistență a acestor clădiri este alcătuită în sistem celular, din diafragme de beton armat, pe fundații monolite sub formă de fîșii, avînd ca pereți exteriori panouri mari de fațadă, prefabricate (fig. 6.7).

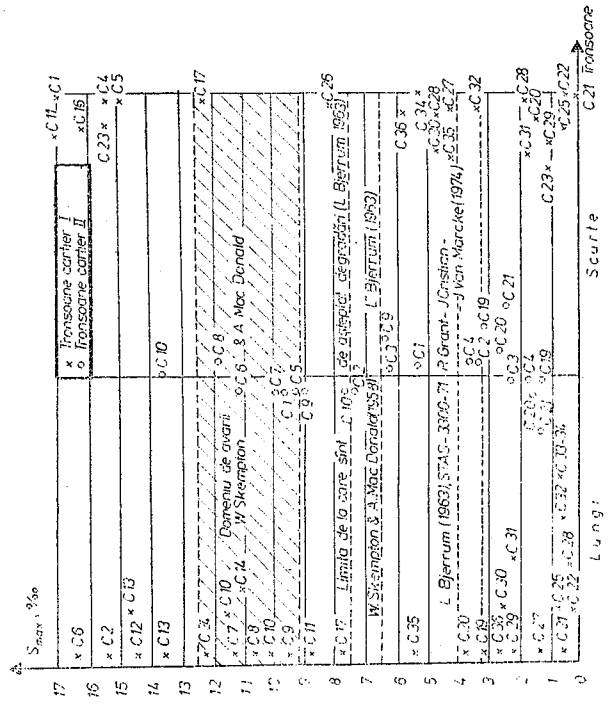
Prin această analiză s-a urmărit să se pună în evidență unele corelații între indicii care caracterizează tasările neuniforme ale terenului de fundare și cei ce caracterizează starea de fisurare a elementelor longitudinale ale structurii, în condițiile conlucrării construcției cu terenul de fundare, umezit și tasat suplimentar.

Pe baza acestui studiu s-au putut trage următoarele concluzii:

— valorile maxime ale tasărilor diferențiate ce provoacă fisurarea tronsoanelor lungi sînt de 7—15 cm, în timp ce pentru tronsoanele scurte sînt de 13—32 cm, deci cu circa 100% mai mari decît cele corespunzătoare tronsoanelor lungi;

— acolo unde au fost luate măsuri de protecție mai severe ale terenului de fundare (cartierul Țiglina II) procentul de fisurare reprezintă valori cu circa 50% mai reduse față de cartierul Țiglina I;

— procentul de fisurare al tronsoanelor scurte, pentru aceeași înclinare medie longitudinală, s-a redus cu circa 50% față de cel obținut la tronsoanele lungi, în cartierul Țiglina II.



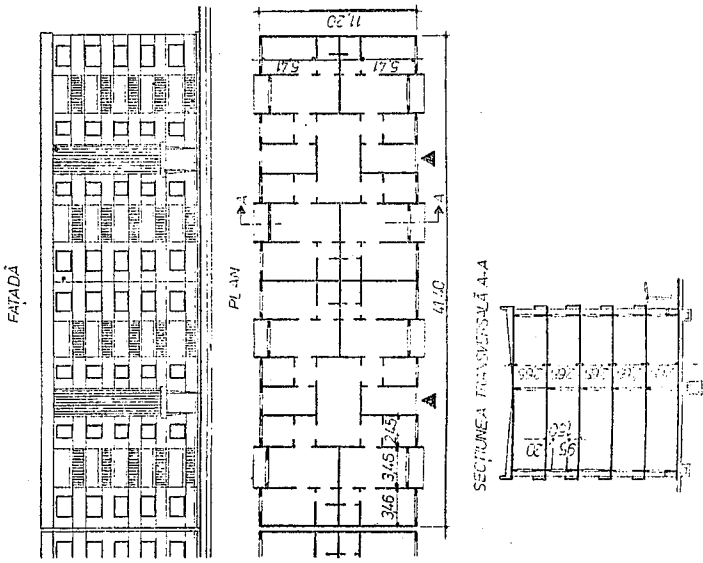


Fig. 6.8. Încadrarea clădirilor din Cartierul Țiglina I — Galați în limitele de la care apar degradările în construcții.

Fig. 6.7. Schema structurii de rezistență în sistem celular cu diafragme din beton armate la intersecții.

Tasarea fundațiilor nu are loc în mod necesar numai în cazul construcțiilor foarte înalte și grele. S-au semnalat astfel de tasări și fisurări ale unor clădiri cu numai unul sau două niveluri și care erau amplasate pe loessuri, argile prăfoase sau prafuri argiloase (fig. 6.5).

Dacă fundația unei construcții suferă pe întreaga sa suprafață aceeași tasare ca mărime, suprastructura nu va fi afectată de suprasolicitări. Dacă însă între diferitele părți ale fundației sau între fundațiile izolate se produc tasări diferențiate, în structură iau naștere eforturi suplimentare. Cînd aceste deplasări cresc peste anumite limite, structura suferă serioase fisurări sau poate ceda.

În baza unui studiu amplu asupra comportării construcțiilor supuse unor tasări diferențiate, Skempton și Macdonald [123] au împărțit degradările datorate tasărilor și observate la un număr important de clădiri, în trei categorii:

— degradări structurale care se referă la elemente de cadru (grinzi și stîlpi);

— degradări arhitecturale care se referă la planșee și pereți de zidărie sau la finisaje;

— degradări combinate care angajează deopotrivă structurile din beton armat și elementele arhitecturale.

Structurile din beton armat sau din metal, cu mai multe niveluri, preiau în general foarte bine tasările diferențiate și de aceea este necesar ca proiectantul să țină seama de această situație și să nu impună tasări diferențiate limită prea mici care necesită cheltuieli suplimentare importante, atît pentru ameliorarea terenurilor de fundare alcătuite din depozite loessoide sensibile la umezire cît și pentru alcătuirea infrastructurii și suprastructurii construcțiilor [22]. De obicei, structurile cu puține niveluri pun probleme deosebite, în special din punct de vedere economic, atunci cînd sînt amplasate pe astfel de terenuri.

Studiul tasărilor înregistrate la diferite construcții care au suferit degradări într-o măsură mai mare sau mai mică a condus pe Skempton și Macdonald la concluzia că degradarea structurilor este iminentă atunci cînd deformația relativă $\delta = \Delta/L$ a deschiderii dintre doi stîlpi ai structurii sau în lungul unui sector al structurii portante depășește 1/150, iar degradarea arhitecturală poate apărea atunci cînd deformația relativă depășește 1/300.

Studiile cercetătorilor amintiți au fost continuate de Bjerrum [19] care a stabilit limitele la care apar diferitele degradări ale unor tipuri de construcții (tabelul 6.1).

În lucrarea [22] se menționează că fisurarea unei structuri apare dacă $\Delta > L/1\,000$, ceea ce înseamnă că raza de curbură pe care o capătă suprastructura este egală cu $L^2/4\Delta < 250l$ (fig. 6.6). La structuri foarte

Tabelul 6.1

Deformații relative la care sînt de așteptat degradări ale construcțiilor

Tasarea relativă	Comportarea construcției
1/750	Limita la care pot apărea dificultăți în funcționarea utilajelor sensibile la tasări
1/600	Limita pericolului de degradare a cadrelor cu diagonale
1/500	Limita de siguranță la clădirile la care nu sînt permise fisurile
1/300	Limita la care sînt de așteptat primele fisuri în zidurile despărțitoare
1/250	Limita la care înclinarea construcțiilor rigide înalte devine vizibilă
1/150	Fisuri apreciabile în zidurile despărțitoare și în zidăria de cărămidă
1/150	Limita de siguranță pentru zidurile flexibile de cărămidă, la care $h/l < 1/4$
1/150	Limita la care pot apărea degradări generale ale structurii construcțiilor

adaptabile la tasări diferențiale, avînd rosturi de tasări dese, limitele sînt date de $\Delta > L/500$ și respectiv $L^2/4\Delta < 125l$.

În mod orientativ, drept valori ale deplasărilor și deformațiilor admisibile pentru construcțiile neadaptate în mod special în vederea preluării tasărilor neuniforme, se pot lua în considerare cele din anexa I, tabelul I.4.

În orașul Galați, unde terenul de fundare sensibil la umezire, pus în condiții obiective de umezire, a produs tasarea și chiar avarierea multor clădiri, s-a efectuat o analiză [25] asupra unui grup de 106 tronsoane de clădiri de locuit, aflate în serviciu de o perioadă de circa 10 ani.

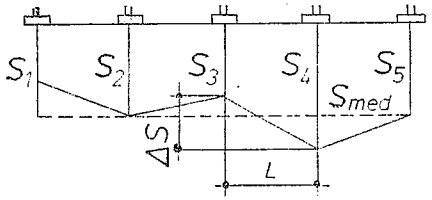


Fig. 6.1. Schema tasării fundațiilor: S_i — tasarea absolută; S_{med} — tasarea medie; $(S_i-S_3)/L$ — tasarea relativă.

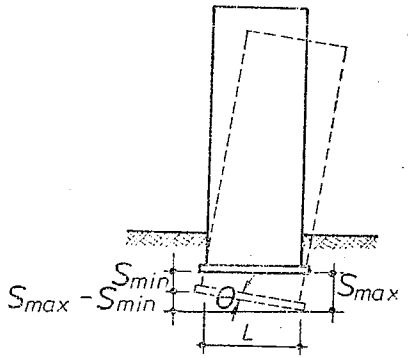


Fig. 6.2. Schema înclinării fundației ($\theta \approx \operatorname{tg}\theta = \frac{S_{max}-S_{min}}{L}$)

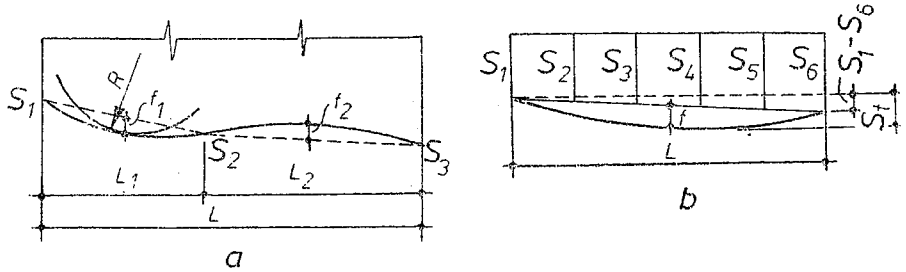


Fig. 6.3. Schema încovoierii (concave sau convexe) a fundației:

a — încovoiere relativă $\left(i=\frac{f}{L}=\frac{S_i-\frac{S_1+S_6}{2}}{L}\right)$; b — deformație complexă; S_i — tasare diferențiată; S_i/L — înclinarea fundației; $i=f/L$ — încovoierea relativă.

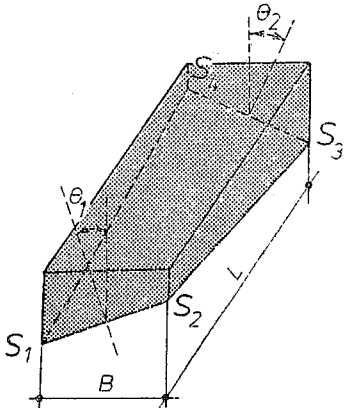


Fig. 6.4. Schema răsucirii fundațiilor.

$$\theta_1 \approx \operatorname{tg}\theta_1 = -\frac{S_1-S_2}{B};\quad \theta_2 \approx \operatorname{tg}\theta_2 = \frac{S_3-S_4}{B};$$

$$\chi = \frac{\theta_1+\theta_2}{L}.$$

trebuie să fie mai mică sau cel mult egală cu valoarea limită dată de relațiile (6.5) și (6.6):

— pentru construcții fără subsol

$$p_{pl}=m_l(\bar{\gamma}BN_1+qN_2+cN_3),\ [\text{MPa}]; \tag{6.5}$$

— pentru construcții cu subsol

$$p_{pl}=m_l\left(\bar{\gamma}BN_1+\frac{2q_e+q_i}{3}\cdot N_2+cN_3\right),\ [\text{MPa}] \tag{6.6}$$

în care: m_l este coeficientul condițiilor de lucru a cărui valori sînt date în anexa I, tabelul I.6;

$\bar{\gamma}$ — media ponderată a greutății volumice de calcul a straturilor cuprinse pe adîncimea $B/4$, măsurată de la talpa fundației, în MN/m³;

B — latura mică a fundației, în m;

q — suprasarcina de calcul la cota tălpii fundației de subsol, în MPa;

q_e, q_i — încărcarea de calcul la cota tălpii fundației, la exteriorul și respectiv la interiorul fundației de subsol, în MPa;

c — valoarea de calcul a coeziunii stratelor de pămînt de sub fundație, în MPa;

N_1, N_2, N_3 sînt coeficienții adimensionali care depind de valoarea unghiului de frecare interioară a terenului de sub talpa fundației (v. anexa I, tabelul I.5).

6.2. Influența tasării suplimentare asupra structurii de rezistență

După cum s-a arătat în celelalte capitole, intensitatea tasărilor neuniforme este legată de gradul de sensibilitate la umezire, de grosimea stratelor ce constituie terenul de fundare — îmbunătățit sau natural — de modul de producere a procesului de umezire (ca poziție și mod de desfășurare) și de gradul de adaptare a construcției în speță.

Cunoașterea efectului tasării terenului de fundare asupra mărimii eforturilor unitare ce solicită structurile este dificilă, în acest sens existînd multe ipoteze și metode de apreciere. Una din căi care ar putea permite rezolvarea acestei probleme o constituie analiza relației dintre tasările neuniforme și apariția stării de fisurare a clădirilor fundate pe terenuri deformabile sub acțiunea umidității.

unde: Q este încărcarea de calcul asupra terenului de fundare, provenită din acțiunile grupărilor speciale care pot fi de natura unei presiuni efective, forțe de alunecare, moment de răsturnare etc. (STAS 10101/0-75 și STAS 10101/0A-77);

R — capacitatea portantă de calcul a terenului de fundare care poate fi de natura unei presiuni critice, rezistențe de forfecare, moment de stabilitate etc.;

m — coeficientul condițiilor de lucru.

Valoarea capacității portante de calcul poate fi determinată în funcție de încărcare și de dimensiunile fundației, de rigiditatea structurii de rezistență precum și de stratificația și natura terenului de fundare, prin încercări *in situ*, în condiții de modelare a comportării ansamblului construcție-teren, prin încercări cu placa, prin penetrări, încercări pe model etc.

În cazul unei stratificări orizontale și cînd rezultanta este verticală sau înclinată față de verticală cu mai puțin de 5°, calculul capacității portante se face prin verificarea

$$p'_{ef} < m_c p_{cr} \tag{6.2}$$

unde: p'_{ef} este presiunea medie verticală pe teren care este reprezentată de raportul între componența verticală a rezultantei încărcării de calcul și suprafața redusă a fundației (STAS 8316-77);

m_c — coeficientul condițiilor de lucru, egal cu unitatea;

p_{cr} — presiunea critică, în MPa.

Valoarea presiunii critice p_{cr} se determină cu relația

$$p_{cr} = \gamma B' N_\gamma \lambda_\gamma + q N_q \lambda_q + c N_c \lambda_c \tag{6.3}$$

în care: γ este greutatea volumică de calcul a stratelor de pămînt de sub talpa fundației, în MN/m³;

B' — lățimea redusă a tălpii fundației, în m (v. anexa I, § 3);

c — valoarea de calcul a coeziunii stratelor de pămînt de sub talpa fundației, în MPa;

N_γ, N_q, N_c sînt coeficienții de capacitate portantă care sînt funcții de unghiul de frecare interioară φ (v. anexa I, tabelul I.7);

λ_γ, λ_q, λ_c — coeficienții care depind de forma tălpii fundației (v. anexa I, tabelul I.8).

Calculul la starea limită de deformație trebuie să asigure respectarea condiției:

$$\Delta \leqslant \bar{\Delta} \tag{6.4}$$

unde: Δ reprezintă deplasări sau deformații probabile ale construcției, determinate de deplasările și deformațiile terenului de fundare calculate ca în cap. 5;

$\bar{\Delta}$ — deplasări sau deformații admisibile ale construcției.

Valoarea deformațiilor și deplasărilor limită, compatibile cu structura de rezistență a construcției, se stabilește de către proiectant, pentru fiecare caz în parte, în funcție de natura construcției, de destinația ei și de sistemul de fundare.

Calculul terenului de fundare la starea limită de deformare trebuie să fie efectuat în condițiile conlucrării construcției respective cu terenul de fundare, dacă această conlucrare influențează negativ asupra condițiilor de rezistență, de stabilitate a construcției, de apariție a fisurilor, de funcționalitate tehnologică etc.

Pentru calculul la cea de a doua stare limită se consideră că construcțiile sînt supuse acțiunilor din grupările fundamentale prevăzute în STAS 10101/0-75 și STAS 10101/0A-77 care se iau în considerație după caz, corespunzătoare unei stări limită ultime sau unei stări limită a exploatării normale a structurii. Intensitatea acțiunilor luate în considerare intervine cu valorile lor de calcul.

Deformația comună a structurii și a terenului de fundare poate fi caracterizată prin [157]:

— tasarea absolută S_i a fundației izolate sau a celei continue (fig. 6.1);

— tasarea medie S_m a terenului de fundare sau a construcției, la care $(S_i - S_m) < 0{,}5\ S_m$ (v. fig. 6.1);

— tasarea relativă $S_{rel} = (S_4 - S_3)/L$, reprezentînd diferența dintre tasările absolute a două fundații învecinate, raportate la distanța între ele (fig. 6.1);

— înclinarea infrastructurii, a suprastructurii sau ambelor elemente: $\operatorname{tg}\theta \approx \theta = (S_{max} - S_{min})/L$ (fig. 6.2);

— încovoierea relativă $i = f/L = (2S_t - S_1 - S_6)/L$, reprezentată de raportul dintre săgeată și lungime, la încovoierea concavă sau convexă (fig. 6.3 și 6.5);

— curbura K a sectorului încovoiat: $K = \frac{1}{R}$ (v. fig. 6.3, *a*);

— răsucirea construcției (v. fig. 6.4);

— deplasarea orizontală S_{or} a infrastructurii și suprastructurii construcției.

Presiunea efectivă pe teren provenită din încărcările de calcul din gruparea fundamentală, pentru care se efectuează calculul la deformații,

Pentru determinarea cantității de apă necesară preumezirii, se aplică relația (5.117)

$$Q=20\cdot 40\left[\frac{2}{3}\cdot 0{,}4\cdot 21+0{,}48\sqrt{\frac{2\cdot 0{,}4}{0{,}48}(1+1{,}8)}\cdot(21)^{1/2}+\right.$$

$$\left.+\frac{\sqrt{2}}{18}\sqrt{\frac{(0{,}4)^3}{0{,}48(1+1{,}8)}}\cdot(21)^{3/2}\right]=8\,551{,}44\approx 8\,552\ \text{m}^3.$$

6. CALCULUL TERENULUI DE FUNDARE PRIN METODA STĂRILOR LIMITĂ

6.1. Principiile de calcul

Principiile fundamentale care stau la baza calculului terenurilor de fundare, stabilite de STAS 8316-77, își găsesc aplicare parțial și în cazul terenurilor formate din depozite loessoide sensibile la umezire sau îmbunătățite, pe care sînt amplasate construcțiile civile, social-culturale, agrozootehnice, industriale etc. Aceste principii trebuie însă completate cu particularitățile de calcul care țin seama de comportarea deosebită sub încărcări a terenurilor de fundare formate din depozite loessoide, în condițiile umezirii lor.

Loessurile și pămînturile loessoide nestabile la umezire, atunci cînd prezintă umidități reduse în stare naturală, dispun de o bună rezistență și de o deformabilitate limitată; aceasta permite proiectanților să efectueze dimensionarea terenului de fundare, ca și pentru pămînturile obișnuite, după starea limită, plecînd de la teoria echilibrului limită și a deformațiilor liniare.

Atunci cînd terenul de fundare este format din pămînturi sensibile la umezire din categoria A care comportă tasări suplimentare sub acțiunea încărcării exterioare și tasări suplimentare reduse sub sarcina geologică, sau din pămînturi de categoria B și care pot fi supuse umezirii locale sau zonale, calculul terenului trebuie efectuat după cele două stări limită:

— starea limită de capacitate portantă care are scopul de a asigura terenului de fundare capacitatea portantă minimă necesară;

— starea limită de deformație care are scopul de a limita deformația terenului de fundare astfel încît să se garanteze siguranța construcției și exploatarea ei normală.

Calculul la starea limită a capacității portante se face verificînd respectarea condiției

$$Q\leqslant mR \qquad (6.1)$$

unde:

$$u=\sqrt[3]{\left(8+\frac{18H}{h_a+h_\sigma^-}\right)+\sqrt{\left(8+\frac{18H}{h_a+h_\sigma^-}\right)^2-64}}$$

$$v=\sqrt[3]{\left(8+\frac{18H}{h_a+h_\sigma^-}\right)-\sqrt{\left(8+\frac{18H}{h_a+h_\sigma^-}\right)^2-64}}. \qquad (5.112)$$

Timpul necesar pentru preumezirea grosimii de pământ sensibil la umezire se va obține din expresia lui X a relației (5.110)

$$t=T=\frac{\bar{n}(h_a+h_\sigma^-)}{2k_f}(u+v-4)^2. \qquad (5.113)$$

Viteza de infiltrație a apei în timpul umezirii stratului de pământ se va determina cu relația

$$v=\bar{n}-\frac{dz}{dt}, \qquad (5.114)$$

Se diferențiază apoi ecuația (3.39) în raport cu timpul și se introduce în relația (5.114), obținîndu-se

$$v=\frac{2}{3}k_f+\frac{\sqrt{2}}{12}\sqrt{\frac{k_f^3}{\bar{n}(h_a+h_\sigma^-)}}\cdot t^{1/2}+\frac{\bar{n}}{2}\sqrt{\frac{2k_f}{\bar{n}}(h_a+h_\sigma^-)}\cdot t^{-1/2}. \qquad (5.115)$$

Cantitatea de apă necesară umezirii pachetului de pământ pînă la stabilizarea convențională a tasării suplimentare se obține cu integrala

$$Q=\int_0^T v(t)\,dt. \qquad (5.116)$$

Înlocuind în (5.116) relația (5.115) și integrînd, se obține

$$Q=A\left[\frac{2}{3}k_fT+\bar{n}\sqrt{\frac{2k_f}{\bar{n}}(h_a+h_\sigma^-)}T^{1/2}+\frac{\sqrt{2}}{18}\sqrt{\frac{k_f^3}{\bar{n}(h_a+h_\sigma^-)}}\cdot T^{3/2}\right]. \qquad (5.117)$$

Cantitatea totală de apă Q necesară realizării preumezirii simple se poate stabili de asemenea cu relația [13]

$$Q=\frac{(0{,}8\,w_s-w_0)\rho_d}{100\,\rho_w}\left(V_1+\frac{V_2}{2}\right) \qquad (5.118)$$

în care: w_s este umiditatea pământului în stare saturată cu apă;
w_0 — umiditatea naturală medie a pământului;
ρ_d — densitatea medie a pământului după tasarea prin preumezire simplă, care în calcule se va lua 1,54 t/m³;
ρ_w — densitatea apei egală cu 1 t/m³;
V_1 — volumul terenului sensibil la umezire în limitele incintei de umezire;
V_2 — volumul total al terenului în limitele zonelor de răspîndire a apei față de suprafața inundată.

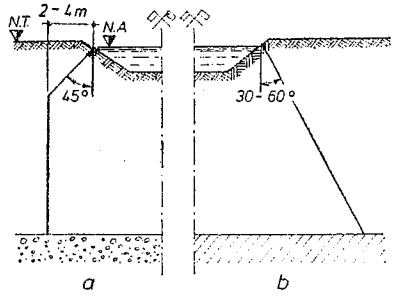


Fig. 5.41. Schema de calcul a volumului de apă necesar umezirii maxime a depozitelor loessoide [13]:
a — stratul suport permeabil;
b — stratul suport puțin permeabil.

După lucrarea [13], relația de mai înainte trebuie înmulțită cu coeficientul α_i necesar luării în considerare a consumului inutil de apă și a cărui valoare este 1,2—1,5. În acest caz se contează pe volumul de pământ care trebuie umezit și care se determină pe baza distribuției apei în pământ (fig. 5.41).

Aplicația 5.9. Se dau următoarele date:

$$\bar{n}=0{,}48;\ h_a=1\text{ m};\ h_\sigma^-=1{,}8\text{ m};\ k_f=0{,}4\text{ m/zi}.$$

Se va determina timpul necesar pentru umezirea unui pachet de loess sensibil la umezire avînd grosimea $H=25$ m precum și cantitatea necesară de apă pentru preumezirea unei incinte de 20 m × 40 m necesară amplasării unei clădiri de locuit.

Rezolvare

Se determină mai întîi valorile lui u și v din relația (5.112):

$$u=\sqrt[3]{\left(8+\frac{18\cdot 25}{1+1{,}8}\right)+\sqrt{\left(8+\frac{18\cdot 25}{1+1{,}8}\right)^2-64}}=6{,}961$$

$$v=\sqrt[3]{\left(8+\frac{18\cdot 25}{1+1{,}8}\right)-\sqrt{\left(8+\frac{18\cdot 25}{1+1{,}8}\right)^2-64}}=0{,}575.$$

Aplicînd relația (5.113), se obține

$$T=\frac{0{,}48(1+1{,}8)}{2\cdot 0{,}4}\cdot(6{,}961+0{,}575-4)^2=21{,}00\text{ zile}.$$

înțelege că și consumul de apă infiltrată variază în timp, reducîndu-se spre perioada de stabilizare a tasărilor suplimentare.

Pentru a determina dependența între cantitatea de apă consumată la timpul t și tasarea suplimentară corespunzătoare acestui timp, se pleacă de la relația (5.88) în care se introduce valoarea lui t obținută din expresia aproximativă

$$\frac{Q(t_0)}{t_0} = \frac{Q(t)}{t}.$$

Se obține astfel relația de dependență căutată, sub forma

$$I_g(t) = I_g(T)(1 - e^{-rQ(t)}) \tag{5.104}$$

în care:

$$r = \rho \frac{t_0}{Q(t_0)}, \tag{5.104 a}$$

Variația consumului de apă $Q(t)$, necesar producerii tasării $I_g(t)$, se stabilește cu ajutorul relației (5.104).

$$Q(t) = \frac{1}{r} \ln \frac{1}{1 - \frac{I_g(t)}{I_g(T)}}, \tag{5.105}$$

Introducînd în relația (5.105) valoarea aproximativă a tasării maxime $I_g(T)$ (pentru $H > 20$ m) sub forma

$$I_g(T) = \frac{\alpha_s}{1+\beta_s} \cdot \gamma^{\beta_s} H^{1+\beta_s}$$

se obține

$$Q(t) = \frac{1}{r} \ln \frac{1}{1 - \frac{(1+\beta_s) I_g(t)}{\alpha_s \gamma^{\beta_s} H^{1+\beta_s}}}, \tag{5.106}$$

unde H este grosimea pachetului de pămînt sensibil la umezire.

5.7.3. Calculul cantității de apă necesară umezirii prealabile a depozitelor loessoide

Calculul exact al cantității de apă necesară pentru umezirea pămîntului sensibil din categoria B este deosebit de dificil, datorită caracterului nepermanent al procesului de infiltrație în cazul pămînturilor a căror saturare totală nu poate fi atinsă.

Pe de altă parte, trebuie menționată greutatea de a aprecia influența tasării suplimentare asupra regimului de infiltrație a apei în pămînt.

Pentru a putea stabili metoda de calcul a cantității de apă necesară umezirii prealabile a pămîntului sensibil la umezire, trebuie admise

cîteva ipoteze simplificatoare [128]. Astfel, trebuie acceptat de la început că infiltrația va fi unidimensională, datorită dimensiunilor mari în plan a incintelor experimentale. În al doilea rînd, nu se va lua în considerare influența tasării suplimentare asupra regimului de infiltrație a apei. În al treilea rînd, regimul de infiltrație se va considera nepermanent, ținîndu-se seama de proprietățile capilare ale pămîntului umezit. Această problemă rezolvată în lucrarea [128] ia în considerație apa infiltrată în pămînt sub presiunea h_a și care în intervalul de timp t ajunge la adîncimea $\bar{z}$ (fig. 5.40).

În acest moment cantitatea de apă consumată se apreciază cu relația

$$Q = h_a A + \bar{n}\bar{z}A \tag{5.107}$$

unde: A este suprafața fundului incintei inundate;

$\bar{n}$ — porozitatea pămîntului ce urmează a fi umezit (deficitul de umiditate).

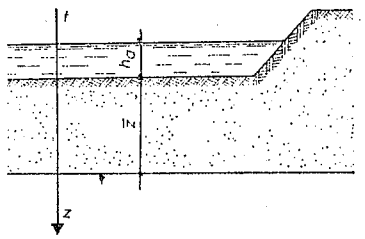


Fig. 5.40. Schema de calcul a apei infiltrate.

Adîncimea de umezire $\bar{z}$ se poate stabili conform relației (3.39)

$$\bar{z} = \sqrt{2 \frac{k_f}{\bar{n}} (h_a + h_{\bar{\sigma}}) \cdot t^{1/2} + \frac{2k_f}{3\bar{n}} t + \frac{\sqrt{2}}{18} \sqrt{\frac{k_f^3}{\bar{n}^3 (h_a + h_{\bar{\sigma}})}} \cdot t^{3/2}}.$$

Se determină apoi timpul necesar pentru preumezirea stratului de pămînt sensibil la umezire de grosime H, înlocuind în relația (3.38) pe $\bar{z}$ cu valoarea H și rezolvînd ecuația obținută în funcție de timpul t.

În final se obține ecuația

$$\left[\sqrt{\frac{2k_f t}{\bar{n}(h_a + h_{\bar{\sigma}})}}\right]^3 + 12\left[\sqrt{\frac{2k_f t}{\bar{n}(h_a + h_{\bar{\sigma}})}}\right]^2 + 36\sqrt{\frac{2k_f t}{\bar{n}(h_a + h_{\bar{\sigma}})}} - \frac{36H}{h_a + h_{\bar{\sigma}}} = 0. \tag{5.108}$$

Această ecuație se poate scrie sub forma simplificată astfel:

$$X^3 + 12X^2 + 36X - a = 0 \tag{5.109}$$

unde:

$$X = \sqrt{\frac{2k_f t}{\bar{n}(h_a + h_{\bar{\sigma}})}}; \qquad a = \frac{36H}{h_a + h_{\bar{\sigma}}}, \tag{5.110}$$

Rezolvarea ecuației (5.109) prin formula lui Cardan are forma

$$X = u + v - 4 \tag{5.111}$$

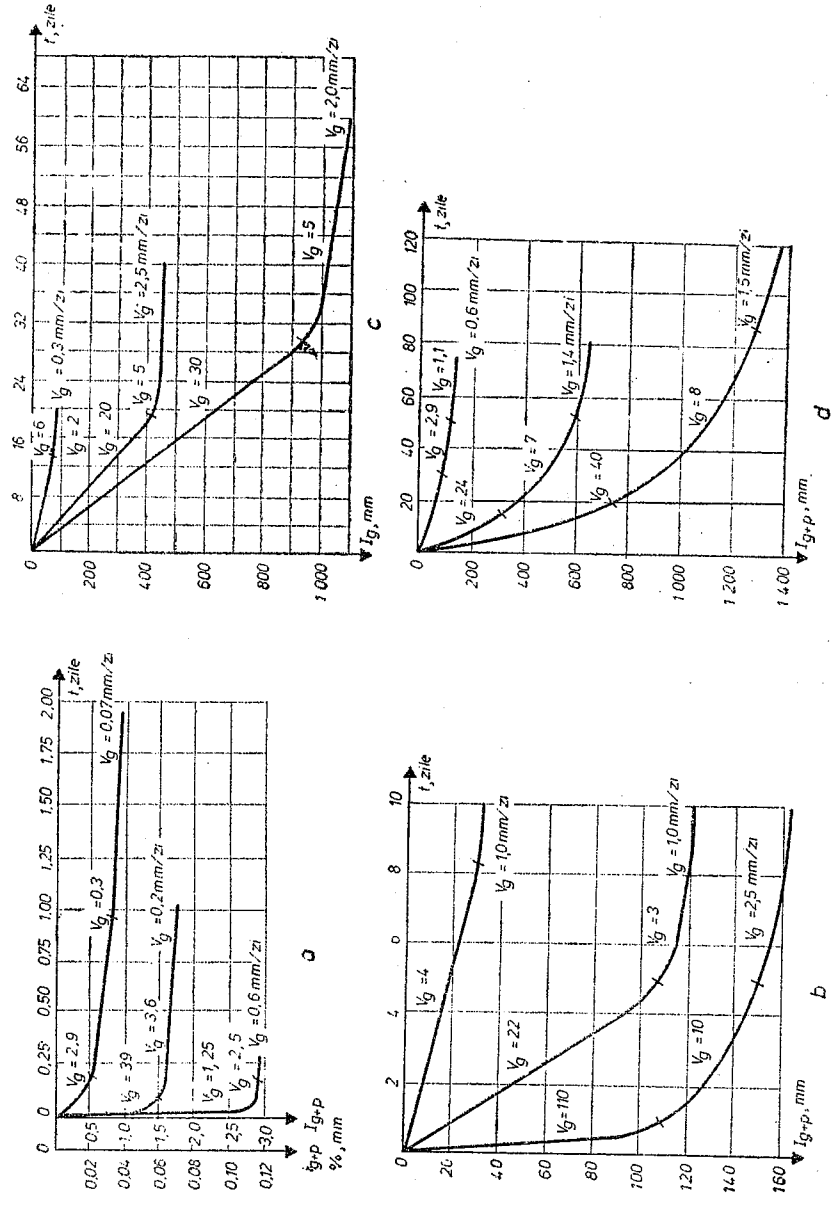


Fig. 5.38. Variația funcției $I=f(t)$ în următoarele condiții de lucru [111, 112]: *a* — în dispozitive de compresiune; *b* — sub placa rigidă; *c* — *in situ* (în incinte inundate); *d* — sub fundațiile construcțiilor.

În fig. 5.39 este reprezentată variația tasării suplimentare funcție de timp, pentru loessurile din microraionul 21, cartierul Dunărea—Galați precum și valorile vitezei medii de desfășurare a procesului de tasare suplimentară, în cele trei stadii ale tasării suplimentare [32].

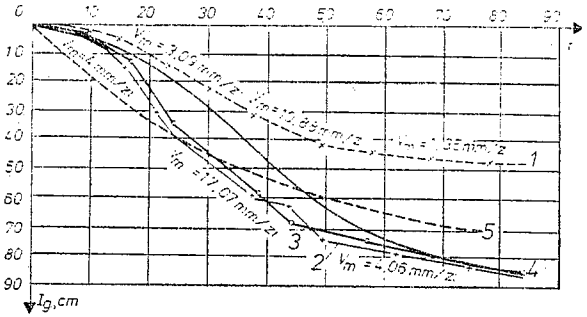


Fig. 5.39. Variația funcției $I_g=f(t)$ pentru loessul din microraionul 21, cartier Dunărea-Galați [32]: *1* — curba tasărilor medii a bornelor de suprafață; *2* — curba tasărilor maxime a bornelor de suprafață din secțiunea *A—A*; *3* — curba tasărilor maxime a bornelor de suprafață din secțiunea *B—B*; *4* — curba tasărilor stabilită cu relația: $S(t)=S(T)\left(1-\cos\frac{\pi t}{2T}\right)$; *5* — curba tasărilor stabilită cu relația: $S(t)=S(T)\,(1-e^{pt})$.

Curba tasărilor stabilită cu relația $S(t)=S(T)\left(1-\cos\frac{\pi t}{2T}\right)$ se înscrie mai exact în datele experimentale, mai ales pentru prima fază a tasării terenului, imediat după umezirea lui.

Pentru proiectarea construcțiilor este necesară cunoașterea următoarelor feluri de tasări:

— tasarea finală $I_g(t_\infty)$ a loessului umezit;

— tasarea în momentul începerii construcției $I_g(t_c)$;

— tasarea probabilă a loessului sub greutatea proprie de la începerea construcției pînă la stabilizarea completă $I_g(t_\infty)-I_c$).

Datele necesare calculului celor trei tipuri de tasări sînt prezentate în lucrarea [154].

5.7.2. Determinarea tasării suplimentare în funcție de timp și de cantitatea de apă infiltrată

Măsurătorile radiometrice efectuate la reperii și dozele de umiditate montate pe adîncime în incinta experimentală inundată [160], au marcat scăderi sensibile ale vitezei de infiltrație în timp. Prin aceasta se

Aplicația 5.8. În tabelul următor se dau măsurătorile tasărilor obținute la reperii de suprafață R_1 și R_2 dintr-o incintă experimentală inundată.

Valorile tasărilor măsurate la reperii R_1 și R_2

Data măsurării	Timpul t_1 zile	Reperul R_1		Reperul R_2	
		$I_{g0}(t_0)$ cm	$I_{g0_1}(t_1)$ cm	$I_{g0}(t_0)$ cm	$I_{g0_1}(t_1)$ cm
5.VI.1962	0	30,91	0,00	33,91	0,00
14.VI.1962	9	36,01	5,10	39,41	5,50
6.VII.1962	31	39,93	9,02	43,76	9,85

Se cere să se determine valoarea lui α, timpul de stabilizare T și tasarea maximă $I_{g,\,max}$ a terenului de fundare compresibil.

Rezolvare

Utilizînd relația (5.91) se poate scrie

$$I_{g0}(T)=\frac{I_{g0_1}^{R_1}(t_1)}{1-\exp(-\alpha t_1)}=\frac{I_{g0_1}^{R_2}(t_1)}{1-\exp(-\alpha t_2)}.$$

Pentru reperul R_1

$$I_{g0}(T)=\frac{5{,}10}{1-\exp(-\alpha\cdot 9)};\quad I_{g0}(T)=\frac{9{,}02}{1-\exp(-\alpha\cdot 31)}.$$

Pentru reperul R_2

$$I_{g0}(T)=\frac{5{,}50}{1-\exp(-\alpha\cdot 9)};\quad I_{g0}(T)=\frac{9{,}85}{1-\exp(-\alpha\cdot 31)}.$$

Rezolvînd perechile de ecuații se obțin valorile α și $I_{g,\,max}$. Utilizînd mărimea *perioada de înjumătățire* T_0 a tasării, se poate stabili perioada de stabilizare convențională, cu relația

$$T=10T_0=\frac{6{,}9313}{\alpha}.$$

Cele trei valori sînt date în tabelul următor.

Valorile $I_{g,\,max}$, α și T

Reperul	$I_{g,\,max}$ cm	α zile^{-1}	T zile
R_1	9,831	0,0816	84,94
R_2	10,76	0,0795	87,19

Tasarea stabilizată convențională va fi dată de relația

$$I_{g,\,s.c}^{R_1}=I_{g0}^{R_1}(T)=\frac{5{,}10}{1-\exp(-9\cdot 0{,}0816)}+5{,}10=14{,}9\text{ cm}$$

$$I_{g,\,s.c}^{R_2}=I_{g0}^{R_2}(T)=\frac{5{,}50}{1-\exp(-9\cdot 0{,}0795)}+5{,}50=16{,}26\text{ cm}.$$

S-a observat că la depozitele loessoide tasarea suplimentară se produce într-un timp mai îndelungat decît tasarea normală. Astfel, în cazul încercărilor cu placă rigidă, procesul de tasare suplimentară se desfășoară într-o perioadă de cîteva zile, în timp ce tasarea normală, determinată de treapta de încărcare, se stabilizează în cîteva ore.

Prin urmare, procesul de tasare suplimentară a depozitelor loessoide sensibile la umezire fiind un proces de durată, poate fi examinat ca un proces reologic, a cărui viteză se reduce din ce în ce mai mult.

În lucrările [111, 112] sînt prezentate numeroase rezultate ale încercărilor: în laborator, cu placă rigidă *in situ* și pe fundațiile unor construcții, privind evidențierea caracterului reologic al deformării depozitelor loessoide de pe un întins teritoriu al U.R.S.S.; de asemenea, sînt prezentate dependențele tipice — *tasare suplimentară — timp*, $[I_g=f(t)]$ — pentru tasări suplimentare mici, mijlocii și mari, în diferite condiții de lucru ale pămîntului (fig. 5.38).

Modificarea vitezei tasării suplimentare în limite largi confirmă încă odată marea variabilitate a factorilor fizico-mecanici și a condițiilor de lucru ale depozitelor loessoide. În stadiul inițial, a cărui durată este relativ redusă, se produce cea mai mare parte a tasării suplimentare. În acest stadiu, al dezvoltării lente ale procesului de tasare suplimentară, vitezele nu depășesc 3—5 mm/zi iar la dezvoltări rapide, vitezele dezvoltării procesului de tasare suplimentară ating 40—60 mm/zi.

Pentru a se putea exprima matematic legile procesului tasării suplimentare, sau pentru a se putea stabili relațiile pentru aprecierea mărimii deformațiilor suplimentare, au fost propuse diferite relații de dependență între tasarea suplimentară absolută I_g și timpul t. În acest scop au fost utilizate funcții hiperbolice, logaritmice sau exponențiale. După lucrarea [112], formulele care dau valori mai apropiate de valorile experimentale au forma

$$I_g=a\ln(bt+1) \tag{5.102}$$

și

$$I_g=I_{g(\infty)}\frac{1}{t+p}. \tag{5.103}$$

Cea mai bună coincidență se observă pentru stadiul intermediar și final al curbei $I_g=f(t)$, eroarea relativă prin extrapolare nedepășind 10%.

t_0, după umezirea continuă a pămîntului în timpul t_0. Atunci se poate scrie

$$I_g(t_0) = I_g(T) \cdot (1 - e^{-\rho t_0})$$

de unde:

$$e^{-\rho t_0} = \frac{1}{1 - \dfrac{I_g(t_0)}{I_g(T)}}; \tag{5.93}$$

Rezolvînd ecuația (5.93) în raport cu ρ, se obține

$$\rho = \frac{1}{t_0} \ln \frac{1}{1 - \dfrac{I_g(t_0)}{I_g(T)}}. \tag{5.94}$$

După cum arată cercetările experimentale și observațiile *in situ*, privind modul de tasare a depozitelor loessoide sensibile la umezire, procesul de tasare suplimentară se dezvoltă în timp, într-un ritm mai lent decît procesul de infiltrație al apei. De asemenea, dezvoltarea acestuia începe după o perioadă anumită de timp de la începerea procesului de infiltrație. În această perioadă se produce interacțiunea dintre apă și legăturile dintre granule sau dintre particule, care creează condițiile producerii tasării suplimentare.

Datorită proceselor fizico-chimice și mecanice, care iau naștere cu ocazia umezirii depozitelor loessoide, se dezvoltă procesele reologice ale acestor pămînturi, care constau din creșterea deformațiilor plastice în timp, la umidități și încărcări constante.

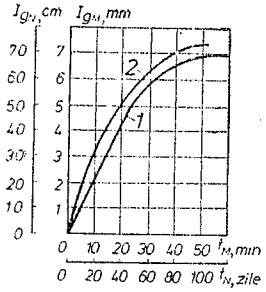


Fig. 5.37. Variația tasării suplimentare a pămîntului loessoid în timp [90]:
1 — în model; 2 — *in situ*.

Cercetările efectuate și prezentate în lucrarea [90] au permis compararea curbelor de variație ale deformației depozitelor loessoide în timp. În fig. 5.37 sînt prezentate curbele de variație ale deformației pămîntului loessoid, în natură și în modelul încercat la aparatul centrifugal. Cele două curbe sînt foarte apropiate și au aceeași alură. Diferența dintre cele două curbe se datorează modului diferit de umezire a pămîntului. Astfel, *in situ* pămîntul este umezit în mod permanent, sub nivel constant de apă, pe cînd în model acesta este umezit periodic cu porții succesive de apă.

Admițînd însă că cele două curbe ale variației tasării suplimentare în timp sînt identice, ecuațiile (5.88) care descriu dinamica deformației pămînturilor loessoide *in situ* și în model, se pot stabili sub forma

$$\begin{aligned} I_{g_N}(t) &= I_{g_N}(T)(1 - e^{-\rho_N t_N}) \\ I_{g_M}(t) &= I_{g_M}(T)(1 - e^{-\rho_M t_M}) \end{aligned} \tag{5.95}$$

de aici se deduce

$$\begin{aligned} -e^{-\rho_N t_N} &= \frac{I_{g_N}(t)}{I_{g_N}(T)} \\ -e^{-\rho_M t_M} &= \frac{I_{g_M}(t)}{I_{g_M}(T)}, \end{aligned} \tag{5.96}$$

Din condiția de similitudine a curbelor de variație a deformațiilor în timp, în model și *in situ*, rezultă

$$\frac{I_{g_N}(t)}{I_{g_N}(T)} = \frac{I_{g_M}(t)}{I_{g_M}(T)}. \tag{5.97}$$

Pe baza relației (5.96) și (5.97) se poate scrie:

$$e^{-\rho_N t_N} = e^{-\rho_M t_M}$$

deci:

$$\rho_N t_N = \rho_M t_M \tag{5.98}$$

sau

$$t_N = \frac{\rho_M}{\rho_N} \cdot t_M.$$

Se poate obține în acest caz expresia parametrilor ρ sub forma

$$\begin{aligned} \rho_N &= \frac{1}{T_N} \ln \frac{1}{1 - \dfrac{I_{g_N}(t)}{I_{g_N}(T)}} \\ \rho_M &= \frac{1}{T_M} \ln \frac{1}{1 - \dfrac{I_{g_M}(t)}{I_{g_M}(T)}}. \end{aligned} \tag{5.99}$$

Luînd în considerare similitudinea curbelor de variație în timp a tasării suplimentare, se poate scrie

$$\frac{\rho_M}{\rho_N} = \frac{T_N}{T_M}. \tag{5.100}$$

Introducînd această relație în (5.98) se obține [90]

$$t_N = \frac{T_N}{T_M} \cdot t_M. \tag{5.101}$$

Pentru valori constante ale încărcării care nu ating starea limită a capacității portante, pămînturile formate din depozite loessoide se deformează neuniform în timp, deformația atingînd o valoare finală ($I_{g,\ max}$) finită, oricît de mult ar dura solicitarea ($t\to\infty$), [29].

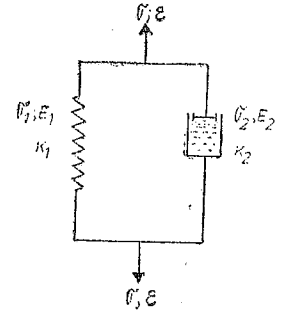


Fig. 5.34. Modelul Kelvin-Voigt.

Această evoluție a deformațiilor depozitelor loessoide care are un caracter reologic, se poate stabili printr-o ecuație diferențială de forma

$$\frac{\mathrm{d}}{\mathrm{d}t}[I_{g,\ max}-I_g(t)]=-\rho[I_{g,\ max}-I_g(t)]. \quad (5.87)$$

Prin integrare, pentru condițiile $I_g=0$ cînd $t=0$ se obține

$$I_g(t)=I_{g,\ max}[1-\exp(-\rho t)] \quad (5.88)$$

unde: t — este timpul măsurat din momentul aplicării încărcării, în zile, h, min;

ρ — factor de amortizare care definește caracterul modificării în timp a tasării pămîntului umezit;

$I_{g,\ max}$ — tasarea suplimentară maximă obținută la stabilizarea totală corespunzătoare timpului $t=T=\infty$, în cm, mm;

$I_g(t)$ — tasarea realizată pînă la timpul t, în cm, mm.

Din punct de vedere reologic, relația (5.88) corespunde unui corp Kelvin-Voigt, cu deformații maxime finite (fig. 5.34).

Pentru aceeași stare a terenului și pentru aceeași încărcare mărimile ρ și $I_{g,\ max}$ au valori finite bine determinate.

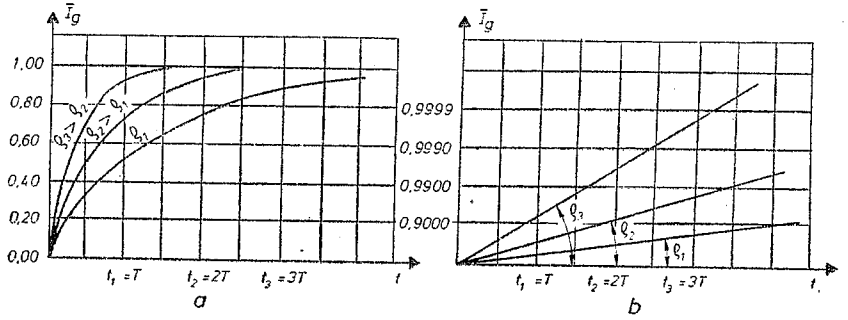


Fig. 5.35. Reprezentarea variației tasării suplimentare specifice în funcție de valoarea ρ:

a — în sistemul de axe carteziene; b — în sistemul de axe semilogaritmice.

În cazul în care se prevede calculul tasării suplimentare relative $\bar{I}_g=\frac{I_g(t)}{I_{g,\ max}}$, relația (5.88) devine (fig. 5.35, *a*):

$$\bar{I}_g=1-\exp(-\rho t). \quad (5.89)$$

În coordonate semilogaritmice, relația (5.89) capătă forma (v. fig. 5.35, *b*).

$$\ln(1-\bar{I}_g)=-\rho t. \quad (5.90)$$

Relația (5.90) servește pentru prelucrarea statistică a datelor experimentale atunci cînd se dispune de mai multe măsurători.

Dacă în relația (5.88) se pune condiția $I_g(t)=I_g(t_0)$ pentru $t_0=0$ și se utilizează notațiile din fig. 5.36, rezultă următoarele ecuații:

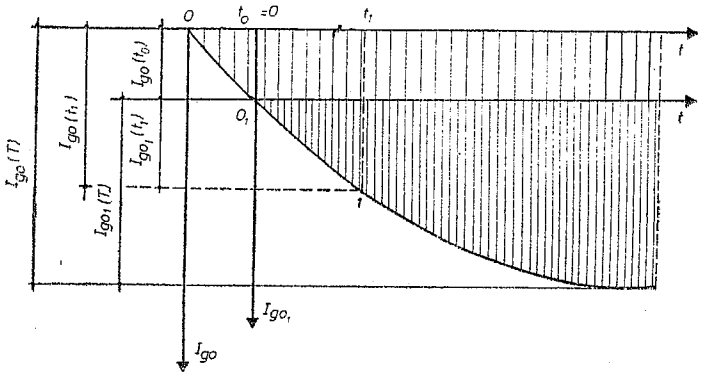


Fig. 5.36. Reprezentarea relației tasărilor reduse

$$\left.\begin{aligned} I_{g0_1}(t_1)&=I_{g0}(T)[1-e^{-\rho t}]\\ I_{g0_1}(t_1)&=I_{g0}(t_1)-I_{g0}(t_0)\\ I_{g0_1}(T)&=I_{g0}(T)-I_{g0}(t_0)\end{aligned}\right\} \quad (5.91)$$

Relațiile (5.91) pot fi folosite în calculeîncepînd cu orice valoare inițială a tasării absolute $I_{g0}(t_0)$, pentru o solicitare dată.

Viteza deformației verticale se obține prin derivarea funcției (5.88) relativ la timp

$$\dot{I}_g=\frac{\mathrm{d}I_g}{\mathrm{d}t}=\rho I_g(T)e^{-\rho t}. \quad (5.92)$$

Analizînd relația (5.92) se observă că viteza tasării are valoarea maximă $\dot{I}_{g,\ max}=\rho I_g(T)$ pentru $t=0$ și valoarea minimă $\dot{I}_{g,\ min}=0$ pentru $t\geqslant T$, cînd consolidarea se consideră practic terminată (la circa 3—4 luni de la începerea inundării, în cazul stării naturale de eforturi).

Pentru determinarea coeficientului de amortizare ρ, se pleacă de la următorul raționament. Fie $I_g(t_0)$ — tasarea terenului obținută la timpul

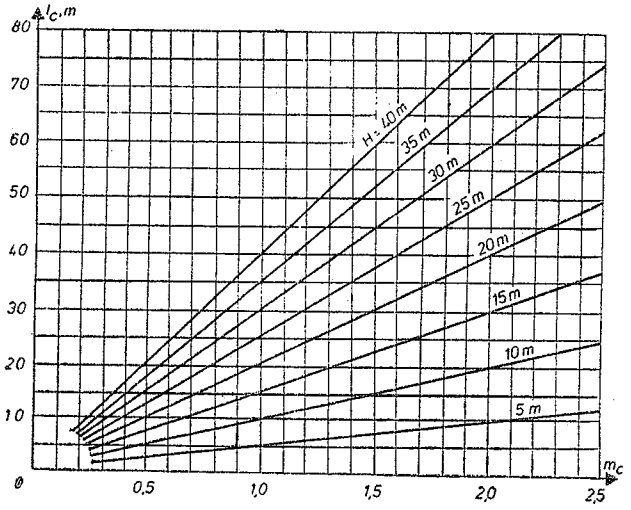


Fig. 5.32. Grafic pentru determinarea lungimii sectorului curbiliniu al tasării terenului umezit, sensibil la umezire pe grosimea H.

Aplicația 5.7. Să se determine lățimea minimă necesară pentru rostul de tasare dintre două tronsoane de clădire cu 5 niveluri, avînd structura rigidă.

Se dau:

— terenul de fundare consolidat cu coloane de pămînt, format din praf argilos loessoid ca strat superior și din praf nisipos loessoid ca strat inferior avînd $K_r=0,7$ și $\beta°=35°$;
— grosimea stratului loessoid sensibil la umezire este $H_{su}=20$ m;
— presiunea pe teren sub talpa fundației: $p=0,19$ MPa;
— lungimea tronsonului $L=22,60$ m și înălțimea $H=17$ m;
— tasarea terenului în stare saturată cu apă după ce a fost consolidat este $S_t=32$ cm din care $I_{g,\,max}=2$ cm.

Rezolvare

1) Lățimea rostului din înclinarea tronsoanelor

$$S_i \geq 2S_t \cdot \frac{H}{L} + 0,01 = 2 \cdot 0,30 \cdot \frac{17}{22,60} + 0,01 = 0,461 \text{ m.}$$

2) Lățimea rostului din deplasarea orizontală

$$S_0 = \varepsilon_0 \left(\frac{l_c}{2} - \frac{L}{4} \right) = 5,325 \left(\frac{18,579}{2} - \frac{22,60}{4} \right) = 19,380 \text{ mm}$$

în care:

$$l_c = (0,5 + 0,7 \cdot \operatorname{tg} 35°) \cdot 20 = 18,579 \text{ m}$$

și

$$\varepsilon_0 = 0,66 \left(\frac{150}{18,579} - 0,005 \right) = 5,325 \text{ mm/m.}$$

3) Lățimea totală minimă a rostului de tasare va fi (fig. 5.33)

$$S_r = S_i + S_{or} = 0,461 + 0,0194 = 0,471 \text{ m.}$$

Lățimea rostului de tasare se va lua 0,480 m.

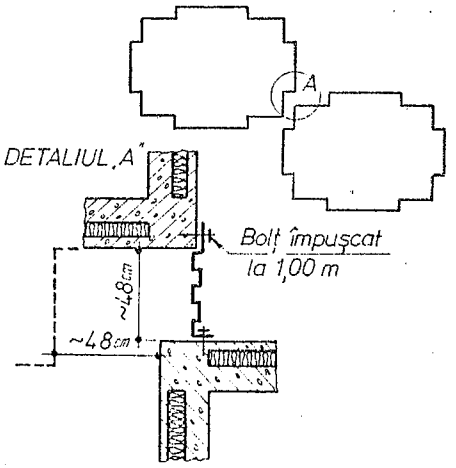


Fig. 5.33. Lățimea rostului de tasare între două tronsoane de clădire și detaliul de execuție.

5.7. Variația tasării suplimentare în timp, ca proces reologic

5.7.1. Dinamica dezvoltării în timp a tasării suplimentare

Dinamica dezvoltării deformațiilor în timp, produse de tasarea depozitelor loessoide sensibile la umezire, este determinată de modificarea consumului de apă infiltrată de la suprafața terenului inundat, concomitent cu dezvoltarea tasării. Perioada tasărilor intense corespunde perioadei inițiale a mișcării de infiltrație (circa 30 zile), viteza de tasare reducîndu-și ritmul spre perioada de consolidare corespunzător reducerii cantității de apă infiltrată.

Privită din punct de vedere reologic, urmărirea acestui proces de deformație presupune o perioadă de deformație relativ îndelungată. Dacă, în cazul încercărilor de laborator la compresiune în edometru sau la aparatul triaxial, consolidarea probelor durează 1—3 zile pentru fiecare treaptă de încărcare, dacă în cazul cercetărilor *in situ* consolidarea terenului durează circa 3—4 luni, în cazul terenului de fundare alcătuit din asemenea pămînturi în zona activă a infrastructurii, acest proces poate dura unul sau mai mulți ani.

Rotirea tronsoanelor conduce fie la desfacerea rostului, fie la închiderea acestuia (v. fig. 5.29, *a* și *b*). În cazul închiderii rostului pot apărea în structură eforturi suplimentare atunci cînd frontoanele ajung să se atingă între ele. De asemenea, prin rotirea tronsoanelor se pot produce ruperi ale rețelelor sanitare care traversează rosturile, datorită alungirii lor. Această alungire se poate determina cu relația

$$\Delta L = L_1 + L_2 - L_1^o - L_2^o = L_1(1 - \cos\alpha_1) + L_2(1 - \cos\alpha_2).$$

În cazul tronsoanelor de lungimi egale ($L_1 = L_2 = L$), această relație devine

$$\Delta L = 2L(1 - \cos\alpha). \qquad (5.83)$$

Deplasările orizontale ale tronsoanelor clădirilor au un rol important în stabilirea lățimii rostului de tasare, mai ales în cazul clădirilor amplasate pe terenuri sensibile la umezire din categoria *B*.

Factorul caracteristic și determinant al acestui gen de deplasări îl constituie curbarea suprafeței terenului tasat prin umezire, sub acțiunea sarcinii geologice. Datele experimentale [69, 71] au arătat că aceste deplasări apar după ce s-a ajuns în urma umezirii terenului la o tasare suplimentară specifică de 5—15 mm/m și că ele cresc pe măsura creșterii acesteia. Deplasările orizontale apar practic în porțiunile curbilinii l_c ale suprafeței de teren deformate, ele fiind nule la începutul și sfîrșitul sectorului curbiliniu și maxime la mijlocul acestui sector (v. fig. 5.12).

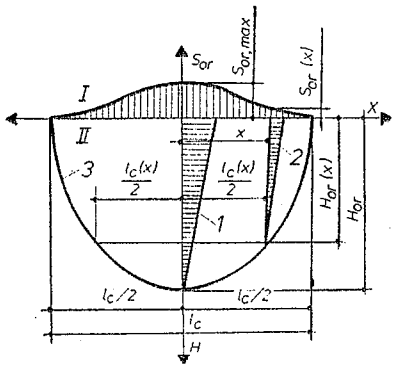


Fig. 5.31. Schema de calcul pentru determinarea deplasărilor orizontale în masivul de pămînt umezit [157]:

I — deplasări orizontale la suprafață; *II* — deplasări orizontale pe adîncime; *1, 2* — variația deplasării orizontale pe adîncime; *3* — limita zonei de dezvoltare a deplasărilor orizontale.

Funcția deplasărilor orizontale, atunci cînd terenul umezit se deformează sub sarcina geologică, poate fi aproximată cu relația [69, 157]

$$S_{or}(x) = 0{,}5\,\varepsilon_0 l_c\left(1 + \cos\frac{2\pi x}{l_c}\right), \text{ [cm]} \qquad (5.84)$$

unde: ε_0 este mărimea deplasării specifice orizontale;

l_c — lungimea sectorului curbiliniu al suprafeței deformate a terenului, în cm, care se determină cu relația $l_c = m_c H$;

x este distanța de la mijlocul sectorului curbiliniu pînă în secțiunea de calcul (fig. 5.31).

Coeficientul m_c se poate calcula cu relația:

$$m_c = 0{,}5 + K_r \operatorname{tg}\beta^\circ$$

în care valorile coeficientului K_r, date în tabelul 5.5, exprimă creșterea sau micșorarea unghiului de răspîndire laterală a apei, ca urmare a capacității de infiltrare a acesteia în depozitul loessoid.

Tabelul 5.5

Valorile lungimii l_c (în m) și ale coeficientului K_r

Grosimea stratului de pămînt sensibil la umezire *H*, m	Nisipuri argiloase loessoide, $\beta^\circ = 35^\circ$, K_r/m_c			Argile nisipoase loessoide, $\beta^\circ = 50^\circ$, K_r/m_c		
	1,5* / 1,550	1,0** / 1,200	0,7*** / 0,990	1,5* / 2,288	1,0** / 1,692	0,70*** / 1,334
5	7,75	6,00	4,95	11,44	8,46	6,67
10	15,50	12,00	9,90	22,88	16,92	13,34
15	23,25	18,00	14,85	34,31	25,38	20,01
20	31,01	24,00	19,80	45,75	33,84	26,68
25	38,76	30,01	24,75	57,19	42,29	33,36
30	46,51	36,01	29,70	68,63	50,75	40,04

* Stratul superior este mai permeabil decît cel inferior.
** Straturile sînt omogene.
*** Stratul inferior este mai permeabil decît cel superior.
Valorile intermediare se interpolează.

Valorile sectorului curbiliniu l_c se obțin din graficul din fig. 5.32 sau din tabelul 5.5.

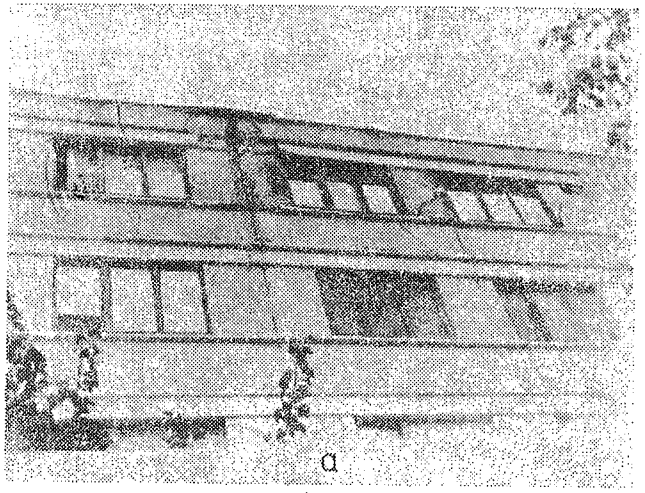
Valoarea deplasării specifice orizontale ε_{or} este dată de relația

$$\varepsilon_{or} = 0{,}66\left(\frac{I_{g,\,max}}{l_c} - 0{,}005\right). \qquad (5.85)$$

Valoarea maximă a deplasării orizontale $S_{or,\,max}$ se obține cu formula:

$$S_{or,\,max} = 0{,}66(I_{g,\,max} - 0{,}005\ l_c). \qquad (5.86)$$

Ținînd seama de posibilitatea acțiunii simultane a seismelor care poate produce creșterea deformației neuniforme [86], este necesar ca mărimea rostului de tasare l_R să fie sporită cu circa 25—30%.



a

b

Fig. 5.29. Închiderea sau desfacerea rostului de tasare:

a — blocul B2 Țiglina I — Galați; *b* — blocul D5 Țiglina I — Galați.

de jos în sus a terenului de fundare au variat de la 37,5 cm la 80,2 cm; aceste tasări, manifestate neuniform, au determinat tasări diferențiale maxime care au variat între 10,3 și 59,4 cm precum și înclinări longitudinale maxime care au variat între 4,6 și 22,2‰. În afara înclinărilor longitudinale, au fost remarcate înclinări transversale sau pe diagonală, iar în unele cazuri s-a observat și o deplasare orizontală a tronsoanelor clădirilor.

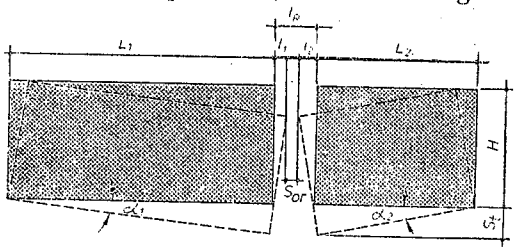


Fig. 5.30. Tasarea tronsoanelor în dreptul rostului de tasare-dilatație.

Fenomenele menționate, cu efectele pe care le-au produs (avarii mergînd pînă la scoaterea din exploatare a unor clădiri), au demonstrat că stabilirea mărimii rosturilor de tasare a clădirilor amplasate pe depozite loessoide trebuie făcută pe criterii mai severe, comparativ cu cele avute în vedere pînă acum.

5.6.3.2. **Dimensionarea rosturilor de tasare.** Stabilirea dimensiunilor rosturilor de tasare se face în ipoteza cedării parțiale a terenului de fundare, provocată de regulă prin umezirea accidentală a acestuia, care se produce în zona rostului de tasare și care angajează înclinarea celor două tronsoane adiacente (fig. 5.30).

Calculul lățimii rostului de tasare va fi făcut prin sumarea lățimilor rezultate ca urmare a producerii celor două fenomene menționate — înclinarea longitudinală a tronsoanelor și deplasarea lor orizontală în lungul clădirii

$$l_R \geq S_i + S_{or} = l_1 + l_2 + S_{or}. \tag{5.80}$$

Ținînd seama de elementele și notațiile din fig. 5.30, lățimea rostului din înclinare se poate determina cu relația aproximativă [87]:

$$S_i \geq S_t H\left(\frac{1}{L_1} + \frac{1}{L_2}\right) \tag{5.81}$$

unde: S_t este tasarea diferențiată maximă pe direcția longitudinală, în m.

H — înălțimea tronsonului, în m;

L_1, L_2 sînt lungimile celor două tronsoane adiacente, în m.

Dacă $L_1 = L_2 = L$, relația (5.81) se poate scrie sub forma

$$S_i \geq 2S_t \cdot \frac{H}{L}. \tag{5.82}$$

Se observă că lățimea rostului rezultată din înclinarea longitudinală a tronsoanelor este direct proporțională cu înălțimea tronsoanelor și cu tasarea lor diferențiată.

Aplicația 5.6. Să se determine valoarea maximă a deplasării orizontale a suprafeței terenului de fundare format din depunere loessoidă. Deplasarea orizontală este determinată de tasarea suplimentară produsă sub acțiunea sarcinii geologice pentru următoarele date:

— umezirea pămîntului se face dintr-un canal de lățime $b_0=15$ m;
— grosimea stratului de pămînt sensibil la umezire este $H=25$ m;
— caracteristicile fizico-mecanice de bază sînt următoarele:

$\gamma_s=27$ kN/m^3; $n=50\%$; $c_0=0{,}005$ MPa; $\alpha^\circ=0^\circ$ $\Phi_0=25^\circ$;

$\gamma_d=14$ kN/m^3; $S_r=0{,}8$; $c_s=0{,}005$ MPa; $\beta^\circ=50^\circ$ $\Phi_s=18^\circ$.

Rezolvare

1) Pe baza relației (5.75) se stabilește presiunea specifică pe zona umezită în planul B_0C_0 (v. fig. 5.26)

$$p=0{,}014\,\frac{4{,}52^2-3{,}50\cdot 0{,}5^2}{4{,}52}\cos^2 50^\circ\,\frac{1{,}5(\operatorname{tg}^2 50^\circ-\operatorname{tg}^2 0^\circ)}{2}+$$

$$+\frac{0{,}25(\sec^2 50^\circ-\sec^2 0^\circ)}{2}=0{,}014\cdot 8{,}1454\cdot 0{,}4132\cdot\frac{1{,}5\cdot 1{,}4203}{2}+$$

$$+\frac{0{,}25(2{,}420^3-1)}{2}=0{,}14\cdot 8{,}1454\cdot 0{,}4132\cdot 1{,}243=0{,}05857\text{MPa}.$$

2) Distribuția presiunii pe adîncime după axa B_0C_0 pentru fundația de lățime:

$$B_0C_0=\frac{h}{\cos\beta^\circ}+\frac{4{,}52}{0{,}643}=7{,}032\text{ m}$$

este cea din tabelul următor, utilizîndu-se valorile lui $\bar{\alpha}_z$ din tabelul X al lucrării [118] pentru $x/B=0{,}50$.

Distribuția presiunii p_{zi} pe adîncime

z/B	z cm	$\bar{\alpha}_z$	$p_{zi}=\bar{\alpha}_z p$ MPa
0	0	0,50	0,0293
0,25	176	0,424	0,0248
0,50	352	0,354	0,0207
0,75	527	0,293	0,0172
1,00	703,2	0,242	0,0142

3) Mărimea tasării suplimentare specifice i_g după axa perpendiculară la planul B_0C_0 de împrăștiere a umidității se determină cu relația (5.75) pentru fiecare valoare a lui $p_{zi}=\bar{\alpha}_z p$.

Astfel, pentru fiecare din valorile p_{zi} s-au obținut în laborator valorile i_g^v și i_g^o care introduse în relația (5.77) au dat valorile $i_{z,g}$ din tabelul următor.

Valorile i_g^v, i_g^o și $i_{z,g}$

$2z/B$	p_{zi}	i_g^v	i_g^o	$i_{z,g}$
0	0,0293	0,0060	0,0120	0,0087
0,25	0,0248	0,0055	0,0100	0,0075
0,50	0,0207	0,0045	0,0080	0,0061
0,75	0,0172	0,0040	0,0075	0,0056
1,00	0,0142	0,0040	0,0075	0,0056

Tasarea totală după perpendiculara la planul B_0C_0 (fig. 5.24) determinată prin metoda sumării pe straturi va fi

$$I_{g,g}=\sum_{i=1}^{n} i_{g,i}\cdot h_i\cdot m=176\left(\frac{0{,}0087+0{,}0075}{2}\right)+176\left(\frac{0{,}0075+0{,}0061}{2}\right)+$$

$$+175\left(\frac{0{,}0061+0{,}0056}{2}\right)+176\cdot 0{,}0056=4{,}63\text{ cm},$$

Mărimea deplasării orizontale se stabilește cu relația (5.79)

$$S^\circ=I_{z,g}\cdot\cos\beta^\circ=4{,}63\cdot 0{,}643=2{,}98\text{ cm}.$$

5.6.3. Dimensionarea rosturilor de tasare.

5.6.3.1. **Generalități.** Experiența acumulată în ultima perioadă, rezultată din cercetări și din urmărirea comportării în timp a construcțiilor realizate pe terenuri puternic și neuniform compresibile, de tipul depozitelor loessoide sensibile la umezire, a permis stabilirea unor noi principii de proiectare și realizare a rosturilor dintre clădiri sau dintre tronsoanele acestora.

După cum s-a arătat mai înainte, terenurile de fundare alcătuite din depozite loessoide sensibile la umezire de grosime mare, chiar în cazul consolidării lor cu coloane de pămînt, cu maiul greu sau prin preumezire, își păstrează un anumit grad de sensibilitate la umezire, iar atunci cînd sînt supuse unei umeziri fie locale, fie zonale, suferă tasări neuniforme (fig. 5.29, *a* și *b*), care antrenează după ele apariția unor importante eforturi suplimentare în structura de rezistență a construcțiilor, soldate uneori cu anumite avarii ale acestora.

Studiile efectuate asupra tasării clădirilor de locuit amplasate pe astfel de terenuri [16] au stabilit că la 50% din blocurile cartierului Țiglina I—Galați, ale căror fronturi au necesitat rosturi de tasare, valorile maxime ale tasărilor suplimentare provocate de o umezire zonală

jurul punctului B_0 producînd o presiune suplimentară asupra masivului de pămînt umezit.

Momentul dat de această presiune va fi

$$M=G\,e_1=\gamma h(h^2-h_c^2)\frac{1{,}5(\mathrm{tg}^2\beta^\circ-\mathrm{tg}^2\alpha^\circ)+0{,}25(\sec^2\beta^\circ-\sec^2\alpha^\circ)}{6}. \quad (5.71)$$

Pentru următoarele prisme, prin analogie, se obține

$$M_n=\gamma\left(h+\sum_1^{n-1}h_i\right)^3\frac{1{,}5(\mathrm{tg}^2\beta^\circ-\mathrm{tg}^2\alpha^\circ)+0{,}25(\sec^2\beta^\circ-\sec^2\alpha^\circ)}{6}. \quad (5.72)$$

Considerînd prisma rigidă din pămînt cu umiditate naturală, avînd un modul de deformație de cîteva ori mai mare decît cel al pămîntului umezit, se poate presupune că prin rotirea prismei în jurul punctului B_0 se realizează o variație triunghiulară a presiunilor suplimentare, cu valoarea maximă spre punctul C_0. Rezultanta acestor presiuni va fi

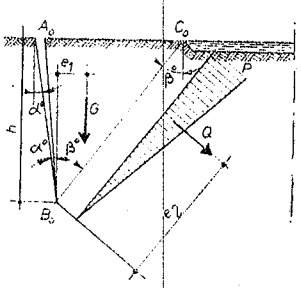


Fig. 5.28. Schema de acțiune a momentului de rotire în cazul deplasărilor orizontale.

$$Q=\frac{M}{e_2}=\frac{3\,M\cos\beta^\circ}{2h}. \quad (5.73)$$

Ordonata maximă a variației presiunilor specifice este dată de relația (v. fig. 5.28)

$$p=\frac{2Q}{B_0C_0} \quad (5.74)$$

Dacă se înlocuiește valoarea lui M din relația (5.72) în relația (5.73) și apoi expresia lui Q se introduce în relația (5.74), se obține valoarea maximă a presiunii specifice

$$p=\gamma\frac{(h^2-h_c^2)}{h}\cos^2\beta^\circ\,\frac{1{,}5(\mathrm{tg}^2\beta^\circ-\mathrm{tg}^2\alpha^\circ)+0{,}25(\sec^2\beta^\circ-\sec^2\alpha^\circ)}{2}. \quad (5.75)$$

Pentru cazul general se poate scrie prin analogie:

$$p_n=\gamma\left(h+\sum_1^{n-1}h_i\right)\cos^2\beta^\circ\,\frac{1{,}5(\mathrm{tg}^2\beta^\circ-\mathrm{tg}^2\alpha^\circ)+0{,}25(\sec^2\beta^\circ-\sec^2\alpha^\circ)}{2}. \quad (5.76)$$

Aceasta este presiunea care produce pe de o parte compactarea în ona pămîntului umezit iar pe de altă parte deplasarea pămîntului nă vectorul presiunii care determină două deplasări, una verticală lta orizontală.

Cercetările intreprinse [69, 73] arată că presiunea critică în direcția orizontală este de 1,5—2,5 ori mai mică decît în direcția verticală, ceea ce confirmă încă odată anizotropia depozitelor loessoide sensibile la umezire. Aproximativ același raport există între tasarea suplimentară specifică în direcția orizontală și tasarea specifică în direcția verticală.

Pentru calculul deplasărilor orizontale după principiul tasării normale și a tasării suplimentare, se face anumite simplificări [73]:

a) presiunile transmise de prisma neumezită asupra pămîntului umezit se distribuie după teoria semispațiului izotrop liniar deformabil;

b) caracteristicile de deformabilitate (E, a, ε) ale pămîntului saturat cu apă în cazul determinării deplasărilor orizontale se stabilesc pentru cazul comprimării pămîntului după un plan înclinat perpendicular pe planul B_0C_0.

Tasarea suplimentară specifică i_g după planul înclinat se stabilește, funcție de tasările determinate după direcția verticală și orizontală, cu relația [73]

$$i_{z,\,g}=i_g^v+\frac{i_g^o-i_g^v}{\pi/2}\left(\frac{\pi}{2}-\beta^\circ\right) \quad (5.77)$$

iar modulul de deformație, cu relația

$$E_z=E^v+\frac{E^o-E^v}{\pi/2}\left(\frac{\pi}{2}-\beta^\circ\right) \quad (5.78)$$

unde: i_g^o, E^o sînt, respectiv, tasarea suplimentară specifică și modulul de deformație determinați pe direcția orizontală;

i_g^v, E^v — idem, pe direcția verticală;

c) grosimea zonei comprimate, în cazul calculului deplasărilor orizontale după principiul tasării normale, se găsește la distanța determinată din condiția $\sigma_z<0{,}01\ \sigma_g$ de la planul B_0C_0, unde σ_g este presiunea dată de greutatea proprie a pămîntului;

d) grosimea zonei deformate prin tasarea suplimentară, în cazul calculului deplasărilor orizontale, bazate pe principiul tasării suplimentare, se consideră egală cu distanța de la planul B_0C_0 pînă la marginea zonei în care $i_z=0{,}003$ din presiunea dată de prisma de pămînt.

Calculul deplasărilor orizontale bazat pe principiul tasării normale se efectuează prin metoda sumării pe straturi elementare sau prin metoda stratului echivalent [139]. Atunci cînd calculul deplasărilor orizontale este bazat pe principiul tasării suplimentare, el se efectuează cu ajutorul metodei expuse mai înainte, prin analogie cu calculul tasării suplimentare dată de sarcina geologică. După determinarea deplasării totale, perpendiculare pe planul B_0C_0, se calculează deplasările pe direcția orizontală și verticală cu formulele

$$S_0=I_{z,g}\cos\beta^\circ;\quad S_v=I_{z,g}\sin\beta^\circ \quad (5.79)$$

pentru care:

$$A_{n-2}=\gamma(\operatorname{tg}\alpha^\circ+\operatorname{tg}\beta^\circ)$$

$$B_{n-2}=2\gamma\sum_0^{n-2}h_i(\operatorname{tg}\alpha^\circ+\operatorname{tg}\beta^\circ)-2c_0\frac{\cos(\alpha^\circ+\beta^\circ+\Phi_s)}{\cos\alpha^\circ}-$$

$$-2c_s\frac{\cos\Phi_s}{\cos\beta^\circ}-c_0\frac{(1-2\operatorname{tg}\Phi_0)\sin(\alpha^\circ+\beta^\circ+\Phi_0+\Phi_s)}{\cos\alpha^\circ\sin\Phi_0\operatorname{tg}\Phi_0}$$

$$C_{n-2}=-2c_0\frac{\sum_0^{n-2}h_i}{\cos\alpha^\circ}.$$

Distanța dintre două crăpături produse de tasarea suplimentară a pămîntului umezit se stabilește cu relația:

$$L_{n-1}=h_{n-1}(\operatorname{tg}\alpha^\circ+\operatorname{tg}\beta^\circ), \tag{5.70}$$

Aplicația 5.5. Să se calculeze dimensiunile prismelor de pămînt surpate sub efectul tasării suplimentare pentru următoarele date:
— umezirea pămîntului se face dintr-un canal de lățime $b_0=15$ m;
— grosimea stratului de pămînt sensibil la umezire este $H=9$ m;
— zona umezită a stratului de pămînt sensibil se prezintă ca în fig. 5.27.
— caracteristicile fizico-mecanice de bază sînt următoarele:

$\gamma_s=27\text{kN/m}^3$; $\gamma_d=14\text{kN/m}^3$; $c_0=0{,}05\text{MPa}$; $\alpha^\circ=0^\circ$; $\Phi_0=25^\circ$; $n=50\,\%$; $S_r=0{,}8$;

$c_s=0{,}005\text{MPa}$; $\beta^\circ=50^\circ$; $\Phi_s=18^\circ$.

Rezolvare

1) Se determină greutatea volumică a pămîntului în stare saturată cu apă cu relația

$$\gamma_{sat}=\gamma_d(1+w_s)=\gamma_d\left[1+\frac{S_r(\gamma_s-\gamma_d)\gamma_w}{\gamma_s\gamma_d}\right]=14\left[1+\frac{0{,}8(27-14)10}{27\cdot14}\right]=$$

$$=14[1+0{,}275]=17{,}852\ \text{kN/m}^3.$$

2) Se stabilește valoarea presiunii laterale λ cu relația (5.63)

$$\lambda=\frac{\cos^2(25^\circ-50^\circ)}{\cos^2 50^\circ\cos(50^\circ+18^\circ)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(25^\circ+18^\circ)\sin 25^\circ}{\cos(50^\circ+18^\circ)\cos 50^\circ}}\right]^2}=$$

$$=\frac{0{,}8213}{0{,}413\cdot0{,}3746\left[1+\sqrt{\frac{0{,}682-0{,}4226}{0{,}3746\cdot0{,}643}}\right]^2}=1{,}211.$$

3) Cu formula (5.64) se calculează adîncimea crăpăturii h_c determinată de *presiunea negativă* dată de forțele de coeziune interioară ale pămîntului

$$h_c=\frac{4\cdot0{,}05\cdot\cos25^\circ}{3\cdot0{,}014\cdot1{,}178\cdot\cos^2\left(45^\circ-\frac{25+50}{2}\right)}=$$

$$=\frac{4\cdot0{,}05\cdot0{,}9063}{3\cdot0{,}014\cdot1{,}211\cdot0{,}983}=3{,}505\ \text{m}.$$

4) Se determină înălțimea prismei surpate h_0 alcătuită din pămînt cu umiditatea naturală cît și distanța de la incinta inundată pînă la prima crăpătură, aplicînd relațiile (5.66) și (5.67)

$$h_0=\frac{0{,}05\cos50^\circ[(1-2\operatorname{tg}25^\circ)\sin(0^\circ+50^\circ+25^\circ+18^\circ)]}{0{,}014(\operatorname{tg}0^\circ+\operatorname{tg}50^\circ)\cos(18^\circ+50^\circ)\cos0^\circ\cos50^\circ\cdot\sin25^\circ\operatorname{tg}25^\circ}+$$

$$+\frac{0{,}05\cos50^\circ[2\cos(0^\circ+50^\circ+18^\circ)\sin25^\circ\operatorname{tg}25^\circ)]}{0{,}014(\operatorname{tg}0^\circ+\operatorname{tg}50^\circ)\cos(18^\circ+50^\circ)\cos0^\circ\cos50^\circ\sin25^\circ\operatorname{tg}25^\circ}+$$

$$+\frac{2\cdot0{,}05\cos18^\circ\cos0^\circ\sin25^\circ+\operatorname{tg}25^\circ}{0{,}14(\operatorname{tg}0^\circ+\operatorname{tg}50^\circ)\cos(18^\circ+50^\circ)\cos0^\circ\cos50^\circ\sin25^\circ\operatorname{tg}25^\circ}+$$

$$+3{,}505=1{,}015+3{,}505=4{,}520\ \text{m}$$

$$L_0=4\cdot520(\operatorname{tg}0^\circ+\operatorname{tg}50^\circ)=4\cdot520\cdot1{,}192=5{,}387\ \text{m}.$$

5) Pentru determinarea poziției celei de a doua crăpături, se rezolvă ecuația de gradul doi (5.68), stabilindu-se valorile coeficienților

$$A=0{,}0167;\quad B=0{,}07994;\quad C=-0{,}452.$$

Se va găsi că

$$h_1=\frac{-\frac{0{,}08}{2}+\sqrt{\left(\frac{0{,}08}{2}\right)^2+0{,}0167\cdot0{,}452}}{0{,}0167}=3{,}333\ \text{m}$$

$$L_1=h_1\operatorname{tg}\beta^\circ=3{,}333\cdot0{,}1192=3{,}972\ \text{m}.$$

Înălțimea totală a celor două prisme va fi

$$H_c=h_0+h_1=4{,}520+3{,}972\ \text{m}=8{,}492\ \text{m}.$$

Deoarece grosimea stratului de pămînt sensibil la umezire este de 9 m, rezultă că tasarea suplimentară a acestuia poate produce doar două crăpături de tasare.

5.6.2. Calculul deplasărilor orizontale determinate de apariția crăpăturilor de surpare

Calculul deplasărilor orizontale se poate efectua utilizînd metoda dată în lucrarea [73].

Se consideră prisma de pămînt $A_0B_0C_0$ (fig. 5.28) determinată de apariția primei crăpături de tasare. Această prismă începe să se rotească în

unde h_l este adîncimea zonei de eforturi negative (zona întinsă) care se determină cu formula

$$h_l = \frac{c_0 \cos \Phi_0}{\gamma \lambda \cos^2\left(45° - \frac{\Phi_0 + \beta°}{2}\right)}; \tag{5.62}$$

Expresia presiunii laterale λ se poate scrie sub forma

$$\lambda = \frac{\cos^2(\Phi_0 - \beta°)}{\cos^2 \beta° \cos(\beta° + \Phi_s)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi_0 + \Phi_s)\sin \Phi_0}{\cos(\beta° + \Phi_s)\cos \beta°}}\right]^2} \tag{5.63}$$

unde Φ_0 și Φ_s reprezintă unghiul de frecare interioară al pămîntului cu umiditatea naturală, respectiv saturat cu apă.

Adîncimea crăpăturii rezultă prin înlocuirea relației (5.63) în (5.61)

$$h_c = \frac{4c_0 \cos \Phi_0}{3\gamma \lambda \cos^2\left(45° - \frac{\Phi_0 + \beta°}{2}\right)}; \tag{5.64}$$

Dacă în ecuația de echilibru a forțelor care acționează asupra prismei $A_0B_0C_0$, determinate prin proiecția acestora pe axa U (fig. 5.26), se introduce valoarea aproximativă a greutății prismei $A_0B_0C_0$

$$G = \frac{1}{2}\gamma(h_0^2 - h_c^2)(\operatorname{tg}\alpha° + \operatorname{tg}\beta°)$$

se obține valoarea presiunii active Q_0

$$Q_0 = (h_0 - h_c)\left[\frac{\gamma(h_0 + h_c)(\operatorname{tg}\alpha° + \operatorname{tg}\beta°)\cos(\Phi_s + \beta°)\cos\alpha°\cos\beta°}{2\cos\alpha°\cos\beta°\sin(\alpha° + \beta° + \Phi_0 + \Phi_s)} - \right.$$
$$\left. - \frac{2c_0\cos(\alpha° + \beta° + \Phi_s)\cos\beta° + 2c_s\cos\Phi_s\cos\alpha°}{2\cos\alpha°\cos\beta°\sin(\alpha° + \beta° + \Phi_0 + \Phi_s)}\right]. \tag{5.65}$$

Ținînd seama de mărimea presiunii active Q_0, de valoarea maximă a eforturilor tangențiale q_τ și de ipoteza că distrugerea masei de pămînt se produce cînd eforturile tangențiale vor depăși valoarea presiunii interioare de coeziune a pămîntului, valoarea înălțimii h_0 a prismei $A_0B_0C_0$ rezultă

$$h_0 = \frac{c_0\cos\beta°[(1 - 2\operatorname{tg}\Phi_0)\sin(\alpha° + \beta° + \Phi_0 + \Phi_s) + 2\cos(\alpha° + \beta° + \Phi_s)\sin\Phi_0\operatorname{tg}\Phi_0]}{(\operatorname{tg}\alpha° + \operatorname{tg}\beta°)\cos(\Phi_s + \beta°)\cos\alpha°\cos\beta°\sin\Phi_0\operatorname{tg}\Phi_0} +$$
$$+ \frac{2c_0\cos\Phi_s\cos\alpha°\sin\Phi_0\operatorname{tg}\Phi_0}{(\operatorname{tg}\alpha° + \operatorname{tg}\beta°)\cos(\Phi_s + \beta°)\cos\alpha°\cos\beta°\sin\Phi_0\operatorname{tg}\Phi_0} + h_c. \tag{5.66}$$

Distanța de la marginea incintei inundate pînă la prima crăpătură se determină cu formula [73]

$$L_0 = h_0(\operatorname{tg}\alpha° + \operatorname{tg}\beta°). \tag{5.67}$$

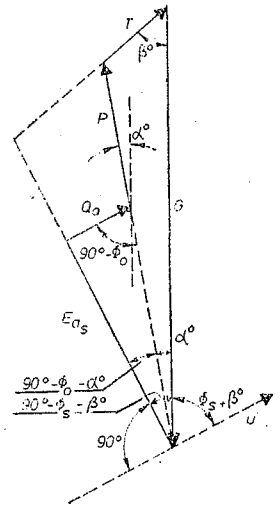


Fig. 5.26. Poligonul forțelor ce acționează asupra prismei de surpare.

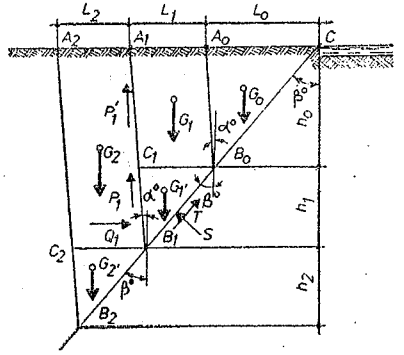


Fig. 5.27. Schema de calcul pentru determinarea poziției crăpăturilor.

Stabilirea poziției celei de a doua crăpături se face luînd în considerare prisma $A_1A_0B_0B_1$ (fig. 5.27).

Înălțimea celei de a doua prisme se determină cu relația [73]

$$h_1 = \frac{-\frac{B}{2} + \sqrt{\left(\frac{B}{2}\right)^2 - C}}{A} \tag{5.68}$$

unde: $A = \gamma(\operatorname{tg}\alpha° + \operatorname{tg}\alpha°)$;

$$B = 2\gamma h_0(\operatorname{tg}\alpha° + \operatorname{tg}\beta°) - 2c_0\frac{\cos(\alpha° + \beta° + \Phi_s)}{\cos\alpha°} - 2c_s\frac{\cos\Phi_s}{\cos\beta°} -$$
$$- c_0\frac{(1 - 2\operatorname{tg}\Phi_0)\sin(\alpha° + \beta° + \Phi_0 + \Phi_s)}{\cos\alpha°\sin\Phi_0\operatorname{tg}\Phi_0};$$

$$C = -2c_0\frac{h°}{\cos\alpha°};$$

Pentru cazul general, ecuația de gradul doi pentru determinarea înălțimii prismei n are forma

$$A_{n-2}h_{n-1}^2 + B_{n-2}h_{n-1} + C_{n-2} = 0 \tag{5.69}$$

5.6. Calculul deplasărilor orizontale. Rosturile de tasare

5.6.1. Apariția crăpăturilor determinate de prismele de pământ surpate

Fenomenul de tasare suplimentară a depozitului loessoid, datorită apariției planelor de alunecare în zonele umezite în care se realizează o reducere a gradului de îndesare a masivului de pământ, determină apariția unor crăpături pe marginea incintei inundate (fig. 5.24). Prin tasarea determinată de umiditate, masivul de pământ în limitele zonei umezite se deplasează în jos, datorită compactării straturilor de pământ de la partea inferioară. Prisma $A_0B_0C_0$ de pământ neumezit (fig. 5.25), care anterior se găsea în echilibru sub acțiunea forțelor de coeziune și frecare, precum și datorită presiunii reactive de pe suprafața B_0C_0 își pierde stabilitatea prin cedarea terenului din zona umezită. Drept consecință, se formează la o oarecare distanță de marginea incintei inundate (punctul A_0) o crăpătură de surpare. În prima etapă, prisma de pământ $A_0B_0C_0$ se rotește spre incintă în jurul unui punct, producînd apariția unei crăpături. În etapa a doua, se produce tasarea prismei, ceea ce determină o forfecare a pământului în planul B_0C_0 care mărește adîncimea crăpăturii. Prin greutatea sa, prisma $A_0B_0C_0$ apasă asupra terenului umezit perpendicular pe planul B_0C_0. Această presiune se descompune într-o componentă verticală care mărește tasarea suplimentară a zonei umezite și o componentă orizontală care mărește compactitatea pământului, producînd totodată deplasări orizontale ale suprafeței terenului [71].

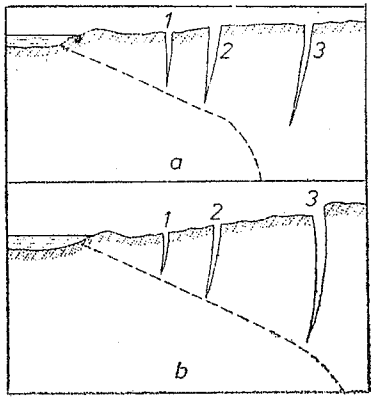


Fig. 5.24. Schema procesului de formare a crăpăturilor la umezirea depozitului loessoid *in situ*: *a* — etapa I de umezire; *b* — etapa II de umezire.

Pe măsura dezvoltării zonei umezite, deasupra acesteia se formează ulterior o nouă prismă de surpare $A_0A_1B_1B_0$ (v. fig. 5.27). În mod identic cu cele arătate mai înainte, se produce a doua crăpătură de surpare începînd din punctul A_1. Acest proces de formare a crăpăturilor de surpare se va dezvolta pînă cînd va fi terminată umezirea stratului de teren sensibil la umezire pe toată grosimea sa. Totodată, se formează zona

compactării orizontale și zona înfoierii orizontale a pămîntului, așa cum a fost indicat în fig. 5.12, *d*.

Pentru determinarea dimensiunilor prismei surpate, se iau în considerare forțele de coeziune totale P și T care acționează pe suprafața

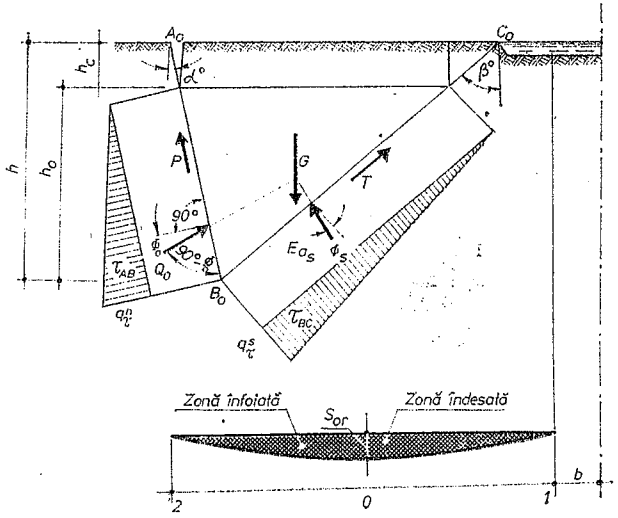


Fig. 5.25. Schema de formare a prismelor de pământ surpate.

A_0B_0 și pe suprafața așa-zisului zid de sprijin B_0C_0. Valoarea acestor forțe se determină ținînd seama că în partea superioară a prismei $A_0B_0C_0$ coeziunea creează presiuni negative care conduc la apariția crăpăturilor, iar ruperea pămîntului în aceste porțiuni se face după suprafețe aproape verticale [73]. În aceste condiții rezultă

$$P=c_0\frac{h_0-h_c}{\cos\alpha^\circ};\qquad T=c_s\frac{h_0-h_c}{\cos\beta^\circ} \tag{5.60}$$

unde: c_0 este valoarea coeziunii pămîntului cu umiditate naturală;
c_s — valoarea coeziunii pămîntului saturat cu apă;
h_0 — înălțimea primei prisme surpate;
h_c — adîncimea primei crăpături de surpare;
$\alpha°$ — înclinarea medie a planului de alunecare A_0B_0 față de verticală ($\alpha°=0°\ldots10°$);
$\beta°$ — unghiul mediu de răspîndire laterală a umidității în pămînt (v. § 5.4.1.).

Adîncimea crăpăturii este dată de relația

$$h_c=\frac{4}{3}h_t \tag{5.61}$$

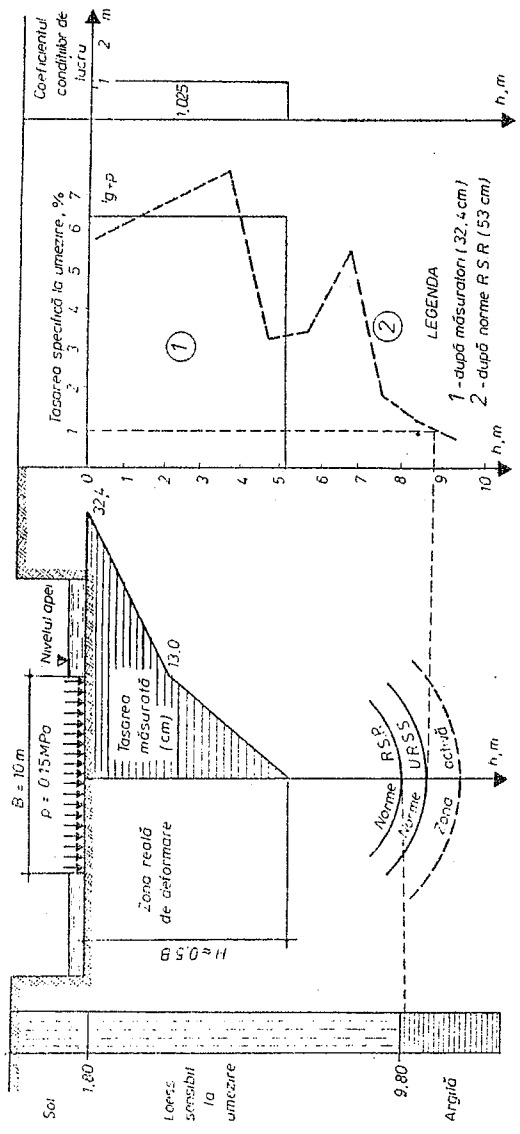


Fig. 5.23. Rezultatele încercărilor pe suprafața de 10 m×10 m, privind tasarea specifică la umezire și adîncimea zonei active a loessului umezit [41].

poată determina suficient de precis limita inferioară a zonei reale de deformație, prelevîndu-se totodată probe de pămînt la terminarea încercării, pentru determinarea în laborator a stării de îndesare a pămîntului sub fundațiile experimentale și lateral acestora.

Încărcarea celor două fundații flexibile s-a făcut în trepte de 0,025 MPa, pînă la o presiune de 0,125 MPa. Cele șase fundații experimentale de 1,50 m×1,50 m au fost încărcate la presiuni maxime de 0,20—0,35 MPa iar plăcile de probă au fost încărcate la presiunea de 0,15 MPa și respectiv 0,30 MPa.

Rezultatele acestor încercări, expuse în fig. 5.22 și fig. 5.23 [41], au permis să se facă constatări care să dea o apreciere mai judicioasă valorii coeficientului condițiilor de lucru.

Prima constatare se referă la aceea că în toate cazurile de încercări, zona de sub fundație în care se produc deformații — zona reală de deformație — este mult mai restrînsă decît cea rezultată din calculele făcute pe baza normelor din R.S.R. sau din U.R.S.S. Astfel, pentru fundațiile flexibile, zona reală de deformație a rezultat aproape de două ori mai mică decît cea obținută după norme și aproximativ egală cu jumătate din lățimea fundației (adică circa 5 m).

A doua constatare se referă la reducerea raportului H/B odată cu creșterea dimensiunilor fundațiilor (0,70 m×0,70 m sau 1,50 m×1,50 m), pentru presiuni de același ordin transmise terenului de fundare (0,3—0,35 MPa). Astfel, în timp ce pentru $B=0{,}70$ m a rezultat un raport $H/B=1{,}70$, pentru $B=1{,}50$ m s-a obținut $H/B=1{,}30$. Păstrînd proporțiile în ceea ce privește ordinul de mărime al presiunii pe teren, pentru fundațiile flexibile de 10 m×10 m s-a remarcat un raport mic, $H/B\approx 0{,}50$.

Datele obținute de la aceste încărcări au permis stabilirea valorii coeficienților condițiilor de lucru m pentru fiecare fundație în parte, raportînd valorile tasărilor suplimentare specifice medii, obținute din măsurătorile pe adîncimea zonei reale de deformație (i_{med}/H), la tasările suplimentare specifice medii, calculate pe aceeași zonă corespunzător presiunilor cu care au fost încărcate fundațiile respective.

S-a constatat că pentru aceleași fundații, dar supuse la presiuni diferite, au rezultat valori diferite ale coeficienților condițiilor de lucru. De exemplu, la fundațiile de 1,50 m×1,50 m care au transmis presiuni $p=0{,}20$ MPa, a rezultat $m=1{,}33$ pe cînd pentru valoarea presiunii $p=0{,}35$ MPa a rezultat $m=2{,}35$. Este de asemenea important de remarcat că odată cu creșterea laturii fundației, valoarea lui m se apropie de 1.

Aceste încercări confirmă încă odată justețea relațiilor actuale prezentate mai înainte pentru determinarea valorii coeficientului condițiilor de lucru.

Studiul efectuat [109] demonstrează, de asemenea, că în cazul cînd $\sigma_{cr} < (\sigma_{z,\,g} + \sigma_{z,\,p})$ pe întreaga adîncime a stratului de pămînt sensibil la umezire, este rațional să se considere că $z_{cr,\,g+p}$ este egal cu adîncimea

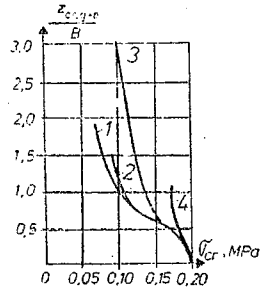


Fig. 5.20. Graficul funcției $z_{cr}^{g+p}/B = f(\sigma_{cr})$, [109]:
1 — fundație cu $B=1$ m avînd $L/B=n=1$; *2*, *3*, *4* — fundație avînd respectiv: $B=3$ m și $n=1$; $B=1$ m și $n>10$; $B=3$ m și $n>10$.

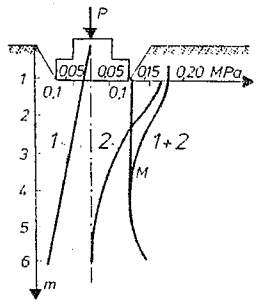


Fig. 5.21. Diagrama presiunii verticale sub fundația pătrată avînd în plan dimensiunile 2 m×2 m și $D=1$ m [109].

pînă la punctul M reprezentînd minimul curbei de presiuni cumulate, de la care începe să prevaleze sarcina geologică (fig. 5.21). În acest caz, pentru prima zonă se va lua în considerare valoarea coeficientului condițiilor de lucru m stabilit în lucrările [157, 159] pentru fundații continue cu lățime pînă la 3 m, iar mai jos de punctul M, se va lua în considerare coeficientul $m=1$.

Concomitent cu progresele realizate prin studii teoretice și cercetări de laborator, la noi în țară, INCERC cu colaborarea unor institute de proiectare județene a efectuat o serie de cercetări bazate pe încercări *in situ*, pentru reproducerea la scară naturală a fenomenelor legate de tasarea suplimentară a depozitelor loessoide sensibile la umezire.

Încercările au fost efectuate pe plăci de probă cu latura de 0,7 m, pe fundații experimentale de 1,50 m×1,50 m precum și prin încărcări pe suprafețe mari de 10 m×10 m, în condițiile loessului natural și în stare saturată cu apă (fig. 5.22 și 5.23), [41].

Fundațiile experimentale, fiind realizate din blocuri de beton simplu, au lucrat ca fundații rigide, în timp ce încărcarea pe suprafețe de 10 m×10 m, alcătuită din balast turnat în lăzi speciale, a solicitat terenul ca o fundație flexibilă. Pentru a se obține tasări ale terenului numai sub acțiunea încărcărilor exterioare, lucrările de încercare *in situ* s-au efectuat în zona de loess avînd stratul sensibil la umezire numai de 8—9 m

și unde încercările de inundare la scară mare au arătat că terenul respectiv nu se tasează sub greutatea proprie.

Pentru determinarea repartizării tasării suplimentare pe adîncime, au fost montați reperi speciali de tasare, repartizați astfel încît să se

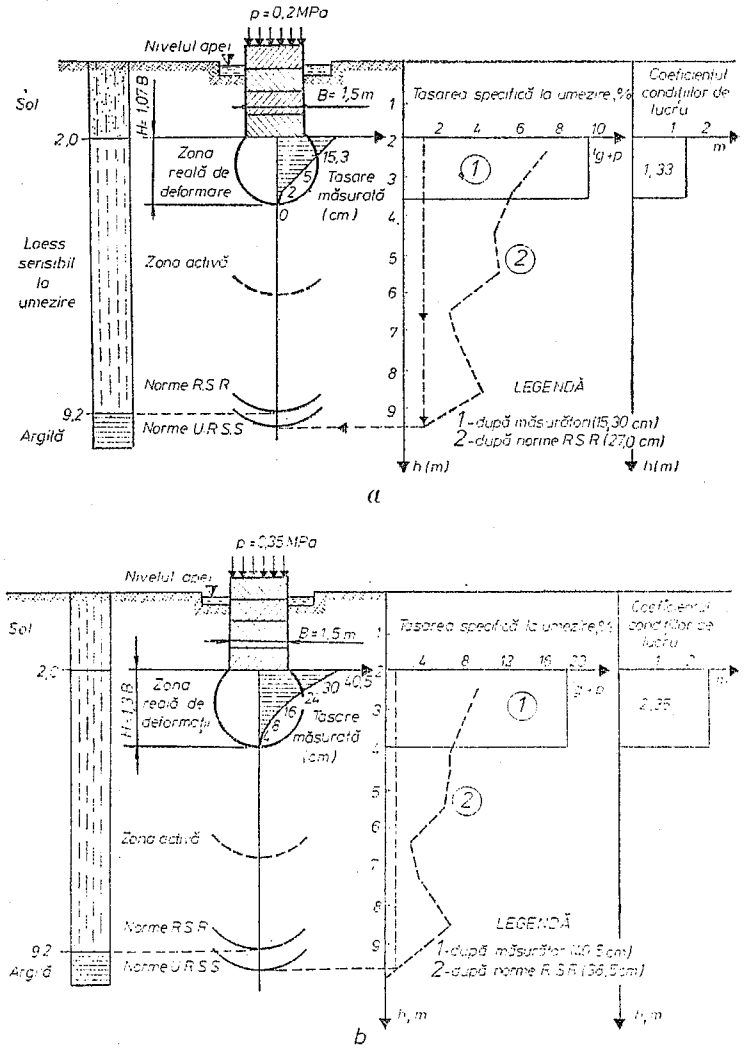


Fig. 5.22. Rezultatele încercării fundațiilor experimentale de 1,50 m×1,50 m privind tasarea specifică la umezire și adîncimea zonei active [41].

Se poate deci scrie

$$S_p=0{,}8\left[\frac{0{,}125+0{,}100}{2\cdot 8{,}45}\,0{,}80+\frac{0{,}100+0{,}056}{2\cdot 7{,}36}\,0{,}80+\frac{0{,}056+0{,}032}{2\cdot 5{,}94}\,0{,}80+\right.$$

$$+\frac{0{,}032+0{,}020}{2\cdot 4{,}88}\,0{,}80+\frac{0{,}020+0{,}014}{2\cdot 4{,}16}\,0{,}80+\frac{0{,}014+0{,}010}{2\cdot 3{,}65}\,0{,}80+$$

$$\left.+\frac{0{,}010+0{,}007}{2\cdot 3{,}21}\,0{,}80\right]=0{,}0299\text{ m}=2{,}99\text{ cm}.$$

Tasarea totală absolută va fi

$$S_t=S_p+I_{g,\,f}+I_{g+p}=12{,}38+2{,}20+2{,}99=17{,}57\text{ cm}.$$

5.5. Coeficienții condițiilor de lucru

Coeficienții condițiilor de lucru m corectează convenționalitatea metodicii de încercare în laborator a pămînturilor pe de o parte și evaluează particularitățile tasării suplimentare produsă de încărcare, pe de altă parte.

Coeficienții determinați în lucrarea [41], deși obținuți pe baza cercetărilor de teren efectuate *in situ* pe loessurile de la Galați, Iași și Constanța, nu au ținut seama de influența presiunilor efective pe teren, ceea ce nu este normal dacă se are în vedere faptul că acești coeficienți se utilizează ca urmare a neluării în considerare a stării reale de deformare în limitele zonei active a fundației.

În lucrările [157, 159] sînt prezentate valorile acestor coeficienți în funcție de presiunea exercitată de încărcarea exterioară și de lățimea fundației:

$m=1$ — pentru fundații cu lățimi mai mari de 12 m;
$m=0{,}5+15(p-\sigma_{cr})$ — pentru fundații continue cu lățimea pînă la 3 m și fundații pătrate cu lățimea pînă la 5 m

unde: p este presiunea medie pe talpa fundației, în MPa;
σ_{cr} — presiunea critică a terenului, în MPa.

Coeficienții m, pentru fundații continue de lățime mai mare de 3 m și pentru fundațiile pătrate de lățime mai mare de 5 m, se determină prin interpolare între valorile $m=1$ și $m=0{,}5+15(p-\sigma_{cr})$.

Mărimile coeficientului m pentru diferite valori ale lui σ_{cr} sînt prezentate în tabelul 5.4.

Sînt situații cînd σ_{cr} are valori reduse (mai mici de 0,05—0,08 MPa). În asemenea cazuri, care sînt caracteristice unor loessuri din zonele Galați

Tabelul 5.4

Valorile lui m funcție de p și σ_{cr}

p MPa	Valoarea m pentru σ_{cr} (MPa)						
	0,05	0,08	0,10	0,12	0,15	0,18	2,00
0,00	—	—	—	—	—	—	—
0,05	0	—	—	—	—	—	—
0,08	0,950	0	—	—	—	—	—
0,10	1,250	0,800	0	—	—	—	—
0,125	1,625	1,175	0,875	0	—	—	—
0,15	2,000	1,550	1,250	0,950	0	—	—
0,18	2,450	2,000	1,700	1,400	0,950	0	—
0,20	2,750	2,300	2,000	1,700	1,250	0,800	0
0,25	3,500	3,050	2,750	2,450	2,000	1,550	1,250
0,30	4,250	3,800	3,500	3,200	2,750	2,300	2,000

Notă. Pentru valorile intermediare se interpolează.

și Tulcea, curba sau linia reprezentînd variația pe adîncime a presiunii critice nu intersectează curba cumulată a presiunilor $(\sigma_{z,\,g}+\sigma_{z,\,p})$, nepermițînd astfel determinarea adîncimii z_{g+p} care delimitează zona I (v. fig. 5.18).

În lucrarea [109] este prezentat graficul din care rezultă variația lui z_{g+p}, în funcție de variația presiunii critice, $z_{cr,\,g+p}=f(\sigma_{cr})$, la o fundație care transmite terenului o presiune de 0,2 MPa (fig. 5.20).

Din acest grafic rezultă că $z_{cr,\,g+p}$ crește odată cu reducerea valorii σ_{cr} pînă la o anumită mărime la care $z_{cr,\,g+p}$ atinge valoarea infinit. O asemenea variație a lui $z_{cr,\,g+p}$ se explică prin forma curbei presiunilor cumulate $(\sigma_{z,\,g}+\sigma_{z,\,p})$ care de la o anumită adîncime crește datorită sarcinii geologice care începe să prevaleze.

Aplicația 5.4. Se consideră o fundație izolată avînd dimensiunile în plan 2 m × 2 m și o adîncime de fundare 1,5 m, amplasată pe un strat de loess natural sensibil la umezire, avînd grosimea de 12 m. Presiunea totală normată transmisă de fundație este de 400 kN. Greutatea volumică a pămîntului saturat cu apă este de 16,0 kN/m³. Parametrii de deformabilitate ai terenului de fundare sînt: $\alpha_0=0{,}05217$ MPa$^{-1{,}375}$, $\beta_0=1{,}375$; $\alpha_s=1{,}3443$ MPa$^{-2{,}16}$ și $\beta_s=2{,}16$.

Se cere să se determine tasarea totală a fundației.

Rezolvare

Presiunea critică este dată de relația (5.1)

$$\sigma_{cr}=\left(\frac{0{,}01}{1{,}3443}\right)^{1/2{,}16}=0{,}1034 \text{ MPa}.$$

Adîncimea critică de la care începe tasarea suplimentară se determină cu relația (5.11).

$$z_{cr}=\frac{1}{0{,}016}\left(\frac{0{,}01}{1{,}3443}\right)^{1/2{,}16}=6{,}463 \text{ m}.$$

Mărimea tasării probabile din zona I produsă de sarcina geologică, se determină cu relația (5.49).

$$I_{g,\,I}=1{,}3443\,\frac{0{,}016^{2{,}16}}{1+2{,}16}\cdot 12^{1+2{,}16}\left[1-\left(\frac{6{,}463}{12}\right)^{1+2{,}16}\right]=0{,}1238 \text{ m}=12{,}38 \text{ cm}.$$

Distribuția eforturilor pe adîncime este prezentată în fig. 5.19.

Grosimea zonei active se determină conform STAS 3300-77. Ținînd seamă că pentru loessul saturat cu apă $E<5$ MPa, grosimea zonei active poate fi determinată din condiția $\sigma_z<0{,}1\ \sigma_{z,\,g}$, ceea ce corespunde la $z^\circ=4{,}85$ m. În cazul în care se aplică relația $z^\circ=c_0(K^\circ_{20}+\Delta K^\circ)B$, se obține

$$z^\circ=1{,}11\,(2{,}30+0{,}20)\,2=5{,}55 \text{ m}.$$

Trasînd pe fig. 5.19 dreapta verticală reprezentînd presiunea critică σ_{cr}, aceasta delimitează zona II în care nu se produc tasări suplimentare. Această zonă este cuprinsă între punctele de intersecție cu curba cumulată a distribuției eforturilor unitare $\sigma_{z,\,g+p}$ și are o grosime de 3,35 m.

Zona I este delimitată de orizontala avînd cota $z_{cr,\,inf}=1{,}50$ m.

Întrucît adîncimea zonei active z° este mai mare decît limita inferioară a zonei II, în limita fișiei de grosime $5{,}55-4{,}85=0{,}70$ m, sub acțiunea sarcinii geologice și a celei exterioare se va produce tasarea suplimentară. Dacă se notează cu $I^{\mathrm{I}}_{z,\,g+p}$ și cu $I^{\mathrm{III}}_{z,\,g+p}$ tasarea suplimentară a primei zone și respectiv a zonei III, în limitele fișiei de 0,70 m, atunci valoarea totală a tasării suplimentare va rezulta $I^{t}_{z,\,g+p}=I^{\mathrm{I}}_{z,\,g+p}+I^{\mathrm{III}}_{z,\,g+p}$

Mărimea tasării suplimentare din prima zonă se determină cu relația (5.55)

$$I^{\mathrm{I}}_{z,\,g+p}=\frac{1{,}3443\cdot 5{,}55}{(1+2{,}16)[(0{,}125-0{,}016\cdot 1)-(1+0{,}1)5{,}55\cdot 0{,}016]}\left\{(0{,}125)^{1+2{,}16}-\right.$$

$$\left.-\left[0{,}125+\frac{(1+0{,}1)0{,}016\cdot 5{,}55-(0{,}125-0{,}016\cdot 1)}{5{,}55}\cdot 1{,}50\right]^{1+2{,}16}\right\}=$$

$$=0{,}022 \text{ m}=2{,}20 \text{ cm}.$$

Tasarea normală absolută S_p a pămîntului cu umiditate naturală, determinată de acțiunea încărcării exterioare, conform STAS 3300-77, prin metoda însumării pe straturi elementare, se stabilește aplicînd relația

$$S_p=0{,}8\sum_{i}^{n}\frac{z_{med,\,i}\,h_i}{E_i},$$

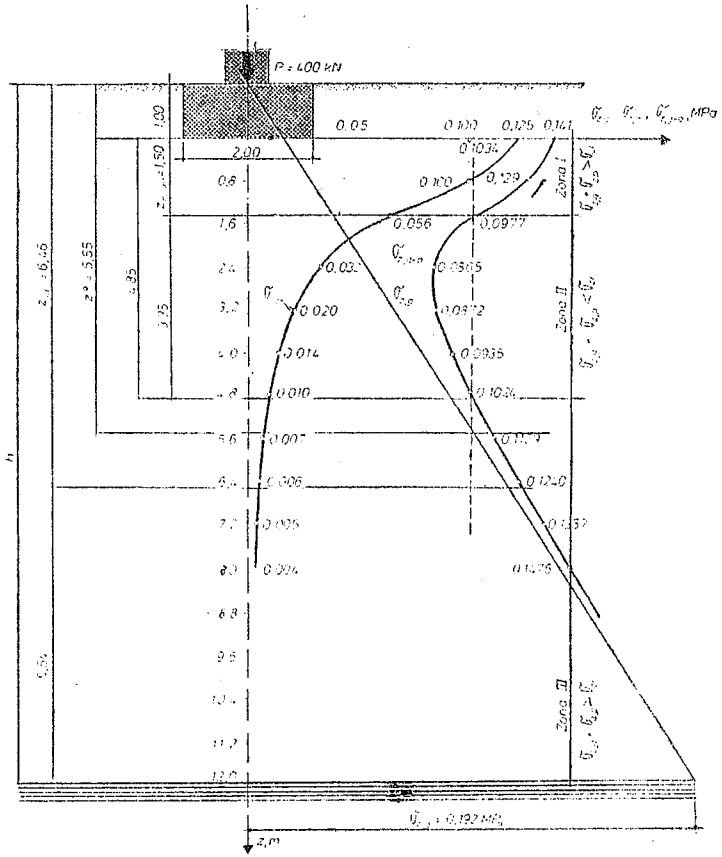


Fig. 5.19. Curbele de variație pe adîncime ale eforturilor $\sigma_{z,\,g}$, $\sigma_{z,\,p}$, $\sigma_{z,\,g+p}$.

Valoarea lui E_i se poate determina cu relația:

$$E=\frac{1}{\alpha_0}\,\sigma^{1-\beta_0}.$$

Pentru primul strat rezultă $E=\dfrac{1}{0{,}05217}\left(\dfrac{0{,}125+0{,}100}{2}\right)^{1-1{,}375}=8{,}45$ MPa.

Aplicația 5.4. Se consideră o fundație izolată având dimensiunile în plan 2 m × 2 m și o adîncime de fundare 1,5 m, amplasată pe un strat de loess natural sensibil la umezire, avînd grosimea de 12 m. Presiunea totală normată transmisă de fundație este de 400 kN. Greutatea volumică a pămîntului saturat cu apă este de 16,0 kN/m³. Parametrii de deformabilitate ai terenului de fundare sînt: $\alpha_0=0{,}05217$ MPa$^{-1{,}375}$, $\beta_0=1{,}375$; $\alpha_s=1{,}3443$ MPa$^{-2{,}16}$ și $\beta_s=2{,}16$.

Se cere să se determine tasarea totală a fundației.

Rezolvare

Presiunea critică este dată de relația (5.1)

$$\sigma_{cr}=\left(\frac{0{,}01}{1{,}3443}\right)^{1/2{,}16}=0{,}1034 \text{ MPa}.$$

Adîncimea critică de la care începe tasarea suplimentară se determină cu relația (5.11).

$$z_{cr}=\frac{1}{0{,}016}\left(\frac{0{,}01}{1{,}3443}\right)^{1/2{,}16}=6{,}463 \text{ m}.$$

Mărimea tasării probabile din zona I produsă de sarcina geologică, se determină cu relația (5.49).

$$I_{g,\,f}=1{,}3443\,\frac{0{,}016^{2{,}16}}{1+2{,}16}\cdot 12^{1+2{,}16}\left[1-\left(\frac{6{,}463}{12}\right)^{1+2{,}16}\right]=0{,}1238 \text{ m}=12{,}38 \text{ cm}.$$

Distribuția eforturilor pe adîncime este prezentată în fig. 5.19.

Grosimea zonei active se determină conform STAS 3300-77. Ținînd seamă că pentru loessul saturat cu apă $E<5$ MPa, grosimea zonei active poate fi determinată din condiția $\sigma_z<0{,}1\ \sigma_{z,\,g}$, ceea ce corespunde la $z^\circ=4{,}85$ m. În cazul în care se aplică relația $z^\circ=c_0(K^\circ_{20}+\Delta K^\circ)B$, se obține

$$z^\circ=1{,}11\,(2{,}30+0{,}20)\,2=5{,}55 \text{ m}.$$

Trasînd pe fig. 5.19 dreapta verticală reprezentînd presiunea critică σ_{cr}, aceasta delimitează zona II în care nu se produc tasări suplimentare. Această zonă este cuprinsă între punctele de intersecție cu curba cumulată a distribuției eforturilor unitare $\sigma_{z,\,g+p}$ și are o grosime de 3,35 m.

Zona I este delimitată de orizontala avînd cota $z_{cr,\,inf}=1{,}50$ m.

Întrucît adîncimea zonei active z° este mai mare decît limita inferioară a zonei II, în limita fișiei de grosime $5{,}55-4{,}85=0{,}70$ m, sub acțiunea sarcinii geologice și a celei exterioare se va produce tasarea suplimentară. Dacă se notează cu $I^{\mathrm{I}}_{z,\,g+p}$ și cu $I^{\mathrm{III}}_{z,\,g+p}$ tasarea suplimentară a primei zone și respectiv a zonei III, în limitele fișiei de 0,70 m, atunci valoarea totală a tasării suplimentare va rezulta $I^{t}_{z,\,g+p}=I^{\mathrm{I}}_{z,\,g+p}+I^{\mathrm{III}}_{z,\,g+p}$

Mărimea tasării suplimentare din prima zonă se determină cu relația (5.55)

$$I^{\mathrm{I}}_{z,\,g+p}=\frac{1{,}3443\cdot 5{,}55}{(1+2{,}16)[(0{,}125-0{,}016\cdot 1)-(1+0{,}1)5{,}55\cdot 0{,}016]}\left\{(0{,}125)^{1+2{,}16}-\right.$$

$$\left.-\left[0{,}125+\frac{(1+0{,}1)0{,}016\cdot 5{,}55-(0{,}125-0{,}016\cdot 1)}{5{,}55}\cdot 1{,}50\right]^{1+2{,}16}\right\}=$$

$$=0{,}022 \text{ m}=2{,}20 \text{ cm}.$$

Se poate deci scrie

$$S_p=0{,}8\left[\frac{0{,}125+0{,}100}{2\cdot 8{,}45}\,0{,}80+\frac{0{,}1}{2}\right.$$

$$+\frac{0{,}032+0{,}020}{2\cdot 4{,}88}\,0{,}80+\frac{0{,}020}{2\cdot}$$

$$+\frac{0{,}010+0{,}007}{2\cdot 3{,}21}\,0{,}8$$

Tasarea totală absolută va fi

$$S_t=S_p+I_{g,\,f}+I_{g+p}=1$$

Tabelul 5.4

...ncție de p și σ_{cr}

m pentru σ_{cr} (MPa)			
0,12	0,15	0,18	2,00
—	—	—	—
—	—	—	—
—	—	—	—
—	—	—	—
0	—	—	—
0,950	0	—	—
1,400	0,950	0	—
1,700	1,250	0,800	0
2,450	2,000	1,550	1,250
3,200	2,750	2,300	2,000

5.5. Coeficienții condițiilo

Coeficienții condițiilor de lu... metodicii de încercare în laborato... luează particularitățile tasării su... de altă parte.

Coeficienții determinați în luc... cetărilor de teren efectuate *in situ*... stanța, nu au ținut seama de in... ceea ce nu este normal dacă se ar... se utilizează ca urmare a neluării... mare în limitele zonei active a ...

În lucrările [157, 159] sînt pr... funcție de presiunea exercitată d... fundației:

$m=1$ — pentru

$m=0{,}5+15(p-\sigma_{cr})$ — pentru

... 3 m și d variația pe adîncime a presiunii ... la 5 m ulată a presiunilor ($\sigma_{z,\,g}+\sigma_{z,\,p}$), unde: p este presiunea medie p... ncimii z_{g+p} care delimitează zona

σ_{cr} — presiunea critică a

Coeficienții m, pentru fundații ...raficul din care rezultă variația lui ... și pentru fundațiile pătrate de lă...ritice, $z_{cr,\,g+p}=f(\sigma_{cr})$, la o fundație ... prin interpolare între valorile m ...de 0,2 MPa (fig. 5.20).

Mărimile coeficientului m pentr... crește odată cu reducerea valorii ...e $z_{cr,\,g+p}$ atinge valoarea infinit. O ...olică prin forma curbei presiunilor ... anumită adîncime crește datorită ...aleze.

Tabelul 5.2

Coeficientul $\bar{\alpha}_z$ de distribuție a presiunilor

$2z/B$ sau z/R	Coeficientul $\bar{\alpha}_z$ pentru fundații de forma:						Fîșii cu $L/B<10$
	Circulară	Dreptunghiulară cu raportul laturilor L/B					
		1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,875	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,740	0,749	0,755	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,630	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,529	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,350	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,130	0,173	0,209	0,250	0,285	0,320	0,377
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,122	0,150	0,185	0,218	0,256	0,280
4,8	0,067	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,066	0,091	0,112	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,172	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,098	0,122	0,158	0,196
6,8	0,032	0,040	0,055	0,069	0,088	0,110	0,144	0,184
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,034	0,042	0,055	0,070	0,098	0,144
9,2	0,018	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,044	0,056	0,079	0,126
11,0	0,011	0,017	0,023	0,029	0,040	0,050	0,071	0,114
12,0	0,009	0,015	0,020	0,026	0,034	0,044	0,060	0,104

Notă. Pentru valori intermediare ale lui $2z/B$ și L/B se interpolează.

Făcînd $\sigma_z=\sigma_{cr}$ se obține relația

$$\frac{P}{\pi}\bar{\varphi}(z)+\gamma(z_{cr}+D)=\sigma_{cr}. \qquad (5.59)$$

Această expresie permite stabilirea valorii lui $z=z^{I}_{cr,\,inf}$ care determină limita inferioară a zonei cu tasări suplimentare sub fundații. Rezolvarea acestei ecuații fiind mai dificilă, se preferă metoda de rezolvare grafică, care permite stabilirea limitei inferioare $z^{I}_{cr,\,inf}$ a zonei I, tasate sub presiunea fundației și a sarcinii geologice, și a limitei superioare $z^{III}_{cr,\,sup}$ a zonei III, tasate sub acțiunea sarcinii geologice (fig. 5.18).

Tabelul 5.3

Expresiile funcțiilor $\bar{\varphi}(z)$

Forma fundației	Fundații rigide	Fundații elastice
Formă de fișie	$2\dfrac{1+2\left(\frac{z}{B}\right)^2}{\left[1+\left(\frac{z}{B}\right)^2\right]^{3/2}}$	$2\,\mathrm{arctg}\,\dfrac{B}{2}+\dfrac{2Bz(B^2+z^2)}{(z^2-B^2)^2+4B^2z^2}$
Circulară	$0{,}5\dfrac{1+3\left(\frac{z}{B}\right)^2}{\frac{z}{R}\left[1+\left(\frac{z}{R}\right)^2\right]^2}$	$\pi[1-z^3(B^2+z^2)^{-3/2}]$

Metoda grafică constă în reprezentarea grafică a variației eforturilor din sarcina geologică (dreapta *3—4*) și a variației eforturilor date de încărcarea exterioară p (curba *1—3*). Se reprezintă apoi curba *4—5* care constituie sumarea absciselor limitate de dreapta *3—4* și curba *1—2* care determină variația eforturilor date de acțiunea simultană a presiunii exterioare și a sarcinii geologice.

Se calculează apoi presiunea critică pe baza parametrilor de deformabilitate α și β determinați în laborator. Se trasează dreapta sau curba de variație a presiunii critice (dreapta AB sau curba *8—9*). Intersecția dreptei sau curbei de variație a presiunii critice cu curba *4—5*, va determina pe epură cele trei zone caracteristice de deformare a terenului de fundare (v. fig. 5.18).

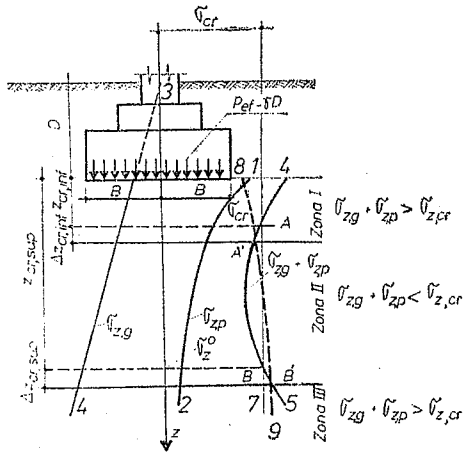


Fig. 5.18. Determinarea celor trei zone de deformație în terenul de fundare, pe cale grafică.

După cum se observă din fig. 5.18, atunci cînd se ia în considerație variația crescătoare pe adîncime a presiunii critice, punctele de intersecție A și B coboară, mărind astfel, valoarea lui $z^{I}_{cr,\,inf}$ și $z^{III}_{cr,\,sup}$.

5.4.3. Calculul tasării totale sub acțiunea sarcinii geologice și încărcării exterioare

Depozitele loessoide sensibile la umezire care formează terenul de fundare al construcțiilor, atunci cînd sînt supuse umezirii, se deformează sub acțiunea sarcinii geologice și a încărcării exterioare, producînd o tasare totală care se exprimă prin relația.

$$S_t = S_p + I_{g,\,t} = S_p + I_g + I_{g+p} \tag{5.53}$$

unde: S_p este tasarea normală absolută a pămîntului cu umiditate naturală, determinată de acțiunea încărcării exterioare transmisă de fundație și care se calculează conform STAS 3300-77;

I_g — tasarea suplimentară absolută a pămîntului umezit, din zona III, produsă de acțiunea sarcinii geologice (v. fig. 5.14);

I_{g+p} — tasarea suplimentară absolută a pămîntului umezit din zona I, determinată de sarcina geologică și de încărcarea exterioară transmisă de fundație (v. fig. 5.14).

După cum se cunoaște, calculul exact al tasării totale trebuie să se facă luînd în considerare acțiunea celor trei eforturi componente normale ale presiunii produse de fundație. Pentru simplificarea calculelor, determinarea tasării se poate face tratîndu-se problema pe cale unidimensională, fără a se produce erori mari [90, 92].

Astfel, dacă se consideră un teren de fundare format din depozite loessoide sensibile la umezire, relația care va da valoarea probabilă a tasării suplimentare absolute, determinată de sarcina geologică și încărcarea exterioară transmisă de fundație în zona I, poate fi scrisă sub forma [33, 88, 90, 92, 131]

$$I_{g+p} = \int_0^{z_{cr}} \alpha_s \left[(p_{ef} - \gamma D)\left(1 - \frac{1-\overline{\alpha}_{z^\circ}}{z^\circ} z\right) + \gamma (z+D) \right]^{\beta_s} dz. \tag{5.54}$$

Rezolvarea integralei conduce la relația:

$$I_{g+p} = \frac{\alpha_s z^\circ}{(1+\beta_s)[(p_{ef}-\gamma D)-(1+\overline{K})z^\circ\gamma]} \left\{ p_{ef}^{1+\beta_s} - \left[p_{ef} + \frac{(1+\overline{K})\gamma z^\circ - (p_{ef}-\gamma D)}{z^\circ} \cdot z^{\mathrm{I}}_{cr,\,inf} \right]^{1+\beta_s} \right\} \tag{5.55}$$

unde: α_s, β_s sînt caracteristicile de deformabilitate ale pămîntului saturat cu apă;

$\overline{\alpha}_z = 1 - \frac{1-\overline{\alpha}_{z^\circ}}{z^\circ} z$ este coeficientul care determină distribuția pe adîncime în axa fundației, a presiunii transmise de fundație, ținînd seama de forma acesteia (tabelul 5.2);

$p_{net} = p_{ef} - \gamma D$ — presiunea netă pe talpa fundației, în MPa;

p_{ef} — presiunea medie efectivă sub talpa fundației dată de încărcarea normată care nu trebuie să depășească presiunea normată pentru starea de umiditate naturală a terenului de fundare respectiv, în MPa;

γ — greutatea volumică a pămîntului, în MN/m^3;

D — adîncimea de fundare, în m.

z° este limita inferioară a stratului compresibil (adîncimea zonei active) care se determină conform STAS 3300-77 [161], în m;

$\overline{K} = 0{,}1$ respectiv $0{,}2$ — coeficient care apreciază adîncimea zonei active, conform STAS 3300-77 [161];

$z^{\mathrm{I}}_{cr,\,inf}$ — limita inferioară a zonei I tasate suplimentar, în m.

Valoarea lui $z^{\mathrm{I}}_{cr,\,inf}$ se determină cu relația

$$z^{\mathrm{I}}_{cr,\,inf} = \frac{z^\circ}{(p_{fe}-\gamma D)-(1+\overline{K})z^\circ} \left[p_{ef} - \left(\frac{0{,}01}{\alpha_s} \right)^{1/\beta_s} \right]. \tag{5.56}$$

Această relație arată că dacă presiunea medie efectivă sub talpa fundației este egală cu presiunea critică, atunci tasarea suplimentară în terenul de fundare va lipsi, deoarece în acest caz $z^{\mathrm{I}}_{cr,\,inf} = 0$. De aceea, pentru pămînturile sensibile la umezire din grupa A, una din măsurile efective de preîntîmpinare a producerii tasării suplimentare este de a reduce presiunea specifică pe talpa fundației.

În acest caz suprafața tălpii fundației va rezulta

$$A \geqslant \frac{p^n}{(0{,}01)^{1/\beta_s}} (\alpha_s)^{1/\beta_s} \tag{5.57}$$

unde p^n este suma încărcărilor verticale normate incluzînd și greutatea proprie a fundației.

În cazul general, presiunea de consolidare după axa fundației, funcție de presiunea transmisă de fundație și de sarcina geologică, se poate scrie sub forma [88, 90, 92]

$$\sigma_z = \frac{P}{\pi} \overline{\varphi}(z) + \gamma (z+D). \tag{5.58}$$

Funcția $\overline{\varphi}(z)$ caracterizează variația eforturilor pe adîncime, determinată de presiunea exterioară, ținînd seama de forma și de gradul de rigiditate al fundației (tabelul 5.3).

Aceleași fenomene au fost observate și în cazul în care clădirile amplasate pe depozite loessoide din categoria B erau fundate pe piloți forați [108].

5.4.2. Calculul tasării suplimentare absolute produse de sarcina geologică

În condițiile stării naturale de eforturi, calculul tasării suplimentare absolute se va face pentru cazul unidimensional, la care deformarea laterală este împiedicată. Această ipoteză se aplică în cazul în care lățimea incintei inundate depășește grosimea pachetului de pămînt sensibil la umezire.

Atunci cînd în natură, în profilul litologic apar mai multe straturi cu caracteristici geotehnice variabile de la strat la strat, relația aproximativă de calcul a tasării suplimentare finale, pentru grosimi de pămînt sensibile la umezire $H>20$ m, va avea forma

$$I_{g,\,f}=\sum_{i=1}^{n}\frac{\alpha_i\gamma_i^{\beta_i}}{1+\beta_i}\cdot h_i^{1+\beta_i} \tag{5.47}$$

unde: n este numărul straturilor neomogene;
h_i — grosimea acestor straturi;
α_i, β_i, γ_i sînt caracteristicile de deformabilitate și greutatea volumică a straturilor respective în stare saturată cu apă.

Valorile medii ale acestor caracteristici se stabilesc cu relațiile:

$$\alpha_{med}=\frac{\sum_{i=1}^{n}\alpha_i h_i}{\sum_{i=1}^{n}h_i};\qquad \beta_{med}=\frac{\sum_{i=1}^{n}\beta_i h_i}{\sum_{i=1}^{n}h_i};$$

$$\gamma_{med}=\frac{\sum_{i=1}^{n}\gamma_i h_i}{\sum_{i=1}^{n}h_i}. \tag{5.48}$$

În cazul terenului omogen, tasarea suplimentară finală $I_{g,\,f}$ se determină integrînd relația (4.13) în care s-a introdus valoarea $\sigma=\gamma_{sat}z$.

$$I_{g,\,f}=\int_0^H\alpha_s(\gamma_{sat}z)^{\beta_s}\,dz=\frac{\alpha_s\gamma_{sat}^{\beta_s}}{1+\beta_s}\cdot H^{1+\beta_s}\left[1-\left(\frac{z_{cr}}{H}\right)^{1+\beta_s}\right]. \tag{5.49}$$

În cazul în care se consideră o dependență liniară între efort și tasarea suplimentară ($\beta=1$), relația (5.49) devine

$$I_{g,\,f}=\alpha_s\frac{\gamma_{sat}H^2}{2}\left(1-\frac{z_{cr}^2}{H^2}\right). \tag{5.50}$$

Adîncimea de la care începe tasarea suplimentară va fi dată în acest caz de relația

$$z_{cr}=\frac{1}{\gamma_{sat}}\left(\frac{0{,}01}{\alpha_s}\right)^{1/\beta_s}. \tag{5.51}$$

Dacă z_{cr} are valoare mică în comparație cu grosimea H a stratului de pămînt sensibil la umezire, relația (5.50) se poate scrie sub forma:

$$I_{g,\,f}=\alpha_s\frac{\gamma_{sat}H^2}{2}=\alpha_s\bar{\sigma}_{med}. \tag{5.52}$$

Aici $\bar{\sigma}_{med}$ reprezintă suprafața diagramei de variație a presiunii de consolidare dată de sarcina geologică a pămîntului după legile echilibrului hidrostatic, în limitele grosimii omogene a stratului de pămînt sensibil la umezire.

Aplicația 5.3. Se consideră un depozit de loess sensibil la umezire avînd o grosime $H=21{,}5$ m. Caracteristicile pămîntului sînt:

$$\alpha=0{,}320\ \text{MPa}^{-1{,}25};\ \beta_s=1{,}25;\ \gamma_{sat}=18{,}6\ \text{kN/m}^3.$$

Se cere să se determine mărimea probabilă a tasării suplimentare a depozitului omogen de loess supus umezirii îndelungate.

Rezolvare

Se determină cu relația (5.11) adîncimea critică de la care începe tasarea:

$$z_{cr}=\frac{1}{0{,}0186}\left(\frac{0{,}01}{0{,}320}\right)^{1/1{,}25}=3{,}360\ \text{m}.$$

Mărimea probabilă a tasării suplimentare determinată cu relația (5.49) este

$$I_{g,\,f}=0{,}320\cdot\frac{0{,}0186^{1{,}25}}{1+1{,}25}\cdot 21{,}5^{1+1{,}25}\left[1-\left(\frac{3{,}360}{21.5}\right)^{1+1{,}25}\right]=0{,}957\ \text{m}.$$

În cazul în care se consideră o dependență liniară între efortul unitar și tasarea suplimentară, mărimea acesteia din urmă se determină cu relația (5.50) și are valoarea

$$I_{g,\,f}=0{,}320\,\frac{0{,}0186\cdot 21{,}5^2}{2}\left(1-\frac{3{,}360^2}{21{,}5^2}\right)=1{,}342\ \text{m}.$$

Mărimea probabilă a tasării suplimentare determinată cu relația (5.52) este

$$I_{g,\,f}=0{,}320\,\frac{0{,}0186\cdot 21{,}5^2}{2}=1{,}376\ \text{m}.$$

Încadrarea terenului de fundare pe baza zonelor de deformații prezintă o mare importanță pentru proiectarea fundațiilor și respectiv a structurilor construcțiilor realizate pe pămînturi deformabile supuse tasării suplimentare.

Pentru exemplificare, dacă se consideră un teren de fundare de grosime H_B=22 m avînd γ_a=16,5 kN/m^3 și I>0,10, se poate considera că pînă la adîncimea H_A=10 m nu se va manifesta practic tasarea suplimentară la umezire sub sarcina geologică $\sigma_{z,\,g}$. În restul stratului de pămînt avînd H_B-H_A=12 m grosime, se vor produce tasări suplimentare la umezire, sub acțiunea sarcinii geologice $\sigma_{z,\,g}$.

La grosimi mari de loess care depășesc 20 m, prin îmbunătățirea pămîntului cu coloane de pămînt, prin preumezire etc., nu se pot înlătura în totalitate deformațiile suplimentare din zona III, deoarece sub această adîncime, de regulă, sarcina geologică depășește 0,3 MPa iar presiunea critică îmbunătățită nu poate stinge această valoare.

Pentru verificarea celor arătate mai înainte, au fost efectuate cercetări în poligonul experimental din cartierul Dunărea-Galați. Stratul de loess sensibil la umezire avînd grosimea de 21,5 m a fost îmbunătățit cu coloane de pămînt pe toată grosimea sensibilă. Incinta experimentală a fost inundată, apoi încărcată cu o ladă cu balast avînd dimensiunile în plan de 10 m ×10 m (fig. 5.16). După perioada de 344 zile cu inundări intermitente, s-a obținut o tasare maximă de 285 mm a masivului îmbu-

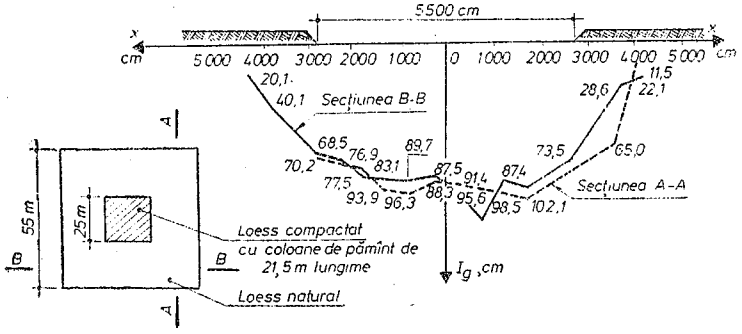


Fig. 5.16. Vedere în plan și secțiune verticală prin incinta poligonului experimental din cartierul Dunărea—Galați (1973—1974).

nătățit cu coloane de pămînt, sub treapta de 0.2 MPa (fig. 5.17). [158]. Este necesar de remarcat că întreruperea umezirii provoacă o reactivare a tasării suplimentare spre sfîrșitul perioadei de întreținere a umezirii, datorită reducerii umidității pămîntului și trecerii ei prin valoarea w_p la care se obțin tasări maxime [72].

Atît experimentările *in situ* amintite mai înainte cît și observațiile efectuate la noi în țară și în străinătate [108, 158,] au evidențiat faptul că umezirea depozitelor loessoide din grupa B de sensibilitate la

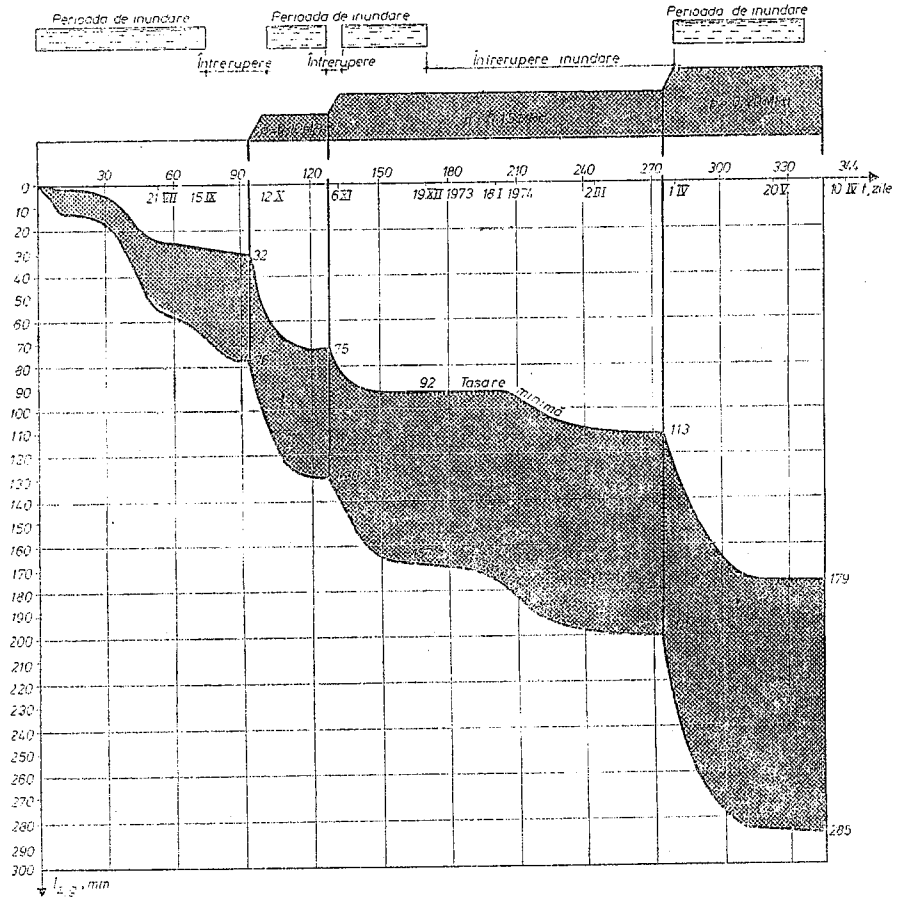


Fig. 5.17. Diagrama înfășurătoare a tasărilor în timp a stratului de loess îmbunătățit cu coloane de pămînt din poligonul experimental al cartierului Dunărea—Galați, sub acțiunea sarcinei geologice și a treptelor de încărcare exterioară [158].

umezire, care înconjoară pachetele îmbunătățite prin coloane de pămînt, produce o accentuare a tasărilor diferențiate ale pachetelor îmbunătățite datorită frecării negative pe care o exercită depozitul loessoid, tasat suplimentar sub acțiunea sarcinii geologice, asupra coloanelor de pămînt.

Diagrama de variație a tasării suplimentare este împărțită în trei zone caracteristice (v. fig. 5.14):

— zona I, care este determinată de acțiunea simultană a celor două încărcări, se desfășoară sub fundație pe o adîncime în care eforturile, verticale cumulate depășesc valoarea presiunii critice ($\sigma_{z,\,g+p} > \sigma_{z,\,cr}$); tasarea suplimentară absolută din această zonă va fi I_{g+p};

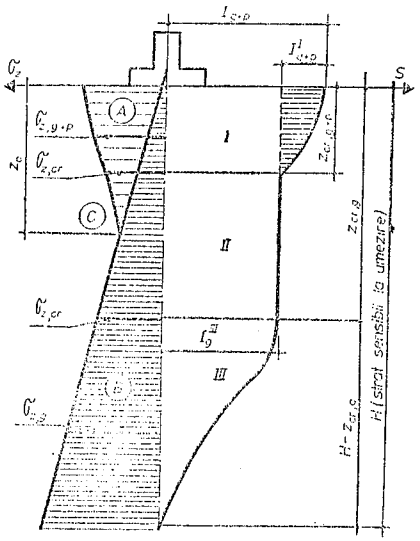


Fig. 5.14. Zonele de deformație în terenul de fundație din pămînt sensibil la umezire din grupa B.

— zona II, denumită zona pasivă, care se găsește sub acțiunea celor două încărcări și în care eforturile unitare cumulate, distribuite pe adîncime, sînt mai mici decît presiunea critică ($\sigma_{z,\,g+p},\ \sigma_{z,\,g} < \sigma_{z,\,cr}$); în această zonă nu se produc tasări;

— zona III este zona în care se produce tasarea suplimentară a pămîntului sub acțiunea sarcinii geologice ($\sigma_{z,\,g} > \sigma_{z,\,cr}$); tasarea suplimentară absolută din această zonă a fost notată mai înainte cu I_g.

Ținînd seama de grupa de încadrare a pămîntului din punctul de vedere al sensibilității la umezire, zonele de deformare ale acestuia pot fi schematizate ca în fig. 5.15 [5], în care se ține seama de lățimea tălpii fundației, de mărimea presiunii și de caracteristica stării de eforturi din terenul de fundare. Această schemă permite clarificarea procesului de tasare suplimentară a terenului de fundare, supus acțiunii umidității.

Ținînd seama de factorii de influență enumerați, se pot stabili zonele caracteristice de deformare ale depozitelor loessoide sensibile la umezire [146], astfel:

Depozitele loessoide din grupa A

1) Terenul de fundare are numai zona I de deformare atunci cînd lățimea tălpii fundației este mare, cînd presiunea transmisă terenului este importantă, iar grosimea stratului de pămînt sensibil este redusă. În acest caz, pe întreaga adîncime $\sigma_{z,\,g+p} > \sigma_{z,\,cr}$, (fig. 5.15, *c*).

2) Terenul de fundare are numai zona II de deformare cînd atît lățimea fundației cît și presiunea transmisă sînt reduse iar grosimea pămîntului sensibil la umezire este relativ mare. În acest caz $\sigma_{z,\,g+p} < \sigma_{z,\,cr}$, (fig. 5.15, *b*).

3) terenul de fundare are simultan două zone de deformare (I și II). În prima zonă $\sigma_{z,\,g+p} > \sigma_{z,\,cr}$, iar în a doua $\sigma_{z,\,g+p} < \sigma_{z,\,cr}$, (fig. 5.15, *a*).

Depozitele loessoide din grupa B

1) Terenul de fundare are zona I și III de deformare cînd presiunea pe teren și lățimea fundației sînt mari. În prima zonă $\sigma_{z,\,g+p} > \sigma_{z,\,cr}$, iar în zona III $\sigma_{z,\,g} > \sigma_{z,\,cr}$ (v. fig. 5.15, *c*).

2) Terenul de fundare dispune de zona II și III de deformare cînd talpa fundației este îngustă iar presiunea transmisă este redusă. În zona II $\sigma_{z,\,g+p} < \sigma_{z,\,cr}$, iar în zona III $\sigma_{z,\,g} > \sigma_{z,\,cr}$, (v. fig. 5.15, *b*);

3) Terenul de fundare are cele trei zone de deformare (fig. 5.15, *a*), cînd în zona I $\sigma_{z,\,g+p} > \sigma_{cr}$, în zona II $\sigma_{z,\,g+p} < \sigma_{cr}$ iar în zona III $\sigma_{z,\,g} < \sigma_{cr}$.

4) Terenul de fundare are zona I de deformare cînd presiunea pe teren și lățimea fundației sînt mari. În acest caz $\sigma_{z,\,g+p} > \sigma_{z,\,cr}$ și $\sigma_{z,\,g} > _{z,\,cr}$.

Aceste cazuri pot apărea în toate situațiile atunci cînd fundațiile sînt amplasate pe terenuri de fundare sensibile la umezire în stare naturală (neîmbunătățite).

În cazul în care terenul de fundare este îmbunătățit prin preumezire simplă această stare a pămîntului va corespunde cazului în care zona III lipsește.

Cînd terenul de fundare sensibil la umezire are o grosime mică și este îmbunătățit prin compactare cu maiul greu sau prin realizarea unor perne de pămînt, acesta va corespunde cazului în care lipsește fie zona I și III, fie numai zona I.

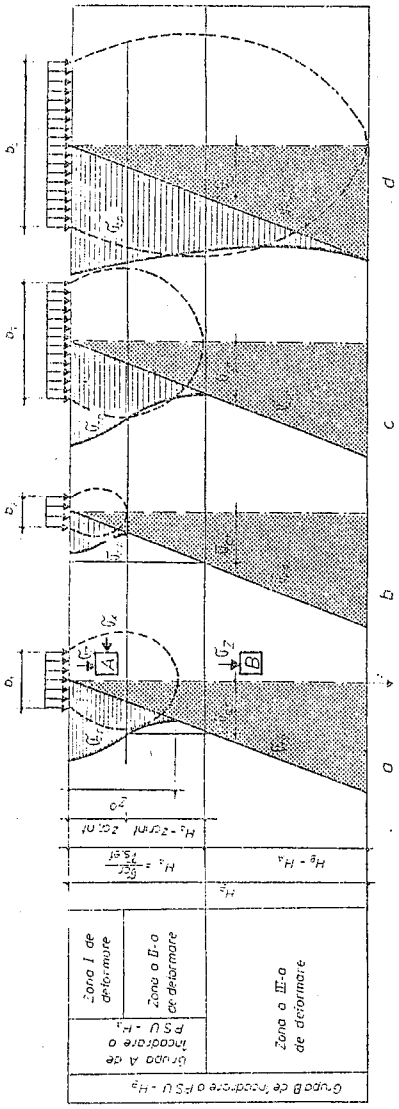


Fig. 5.15. Zonele de deformare în depozitele loessoide din grupa A și B de încadrare a pămînturilor sensibile la umezire (P.S.U.) [146].

b_0 — semilățimea suprafeței umezite;
H — grosimea stratului de pămînt sensibil la umezire;

— în cazul sursei de umezire de volum important (umezire intensă), avînd lățimea $2b_0 \geqslant H$, mărimea tasării suplimentare maxime probabile, în diferite puncte ale suprafeței terenului umezit, determinată de sarcina geologică, se stabilește cu relația:

$$I_g(x) = \frac{I_{g\,max}}{2}\left(1+\cos\frac{\pi x}{l_c}\right) \qquad (5.45)$$

unde: $I_g(x)$ este tasarea suplimentară a punctelor separate de pe sectoarele curbilinii de lățime l_c, la distanța x de axa Oz (v. fig. 5.12, *b*);

l_c — lățimea sectorului curbiliniu, laterală sectorului orizontal CD (v. fig. 5.12, *b*).

În acest caz, lățimea sectorului curbiliniu se poate calcula cu relația [69]:

$$l_c = H(0{,}5+m_\beta \operatorname{tg}\beta^\circ) \qquad (5.46)$$

unde: β° este unghiul de împrăștiere al apei, ale cărui valori aproximative sînt:
— pentru depozite loessoide nisipoase: $\beta^\circ = 20^\circ \ldots 40^\circ$, $\beta^\circ_{med} = 35^\circ$;
— pentru depozite loessoide argiloase: $\beta^\circ = 45^\circ \ldots 55^\circ$, $\beta_{med} = 50^\circ$;

m_β — coeficient depinzînd de coeficienții de filtrație ai straturilor de pămînt, a cărui valoare se obține din tabelul 5.1.

Pentru a explica modul caracteristic de deformare a terenurilor de fundare alcătuite din depozite loessoide supuse umezirii, se va utiliza un caz practic de tasare a unui pămînt sensibil la umezire supus simultan acțiunii sarcinii geologice și încărcării exterioare dată de fundația construcției respective (fig. 5.14).

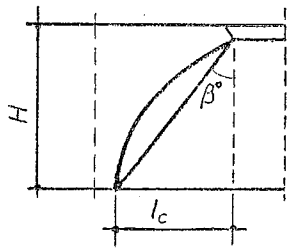
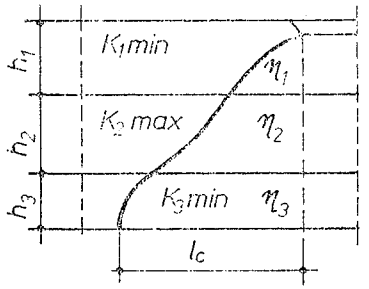
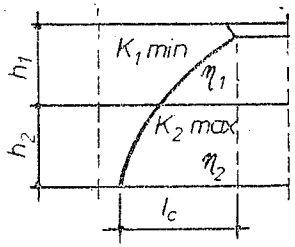
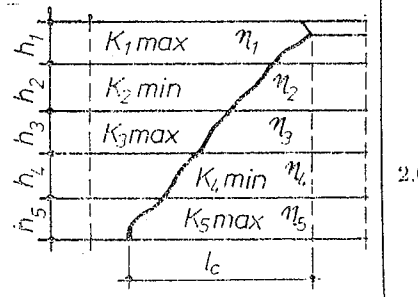
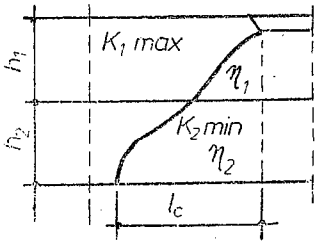
Diagrama A din fig. 5.14 reprezintă variația eforturilor σ_{zp} transmise pe adîncime în terenul de fundare de către încărcarea exterioară p; diagrama B reprezintă variația eforturilor unitare $\sigma_{z,g}$ transmise pe adîncime de către sarcina geologică; diagrama C reprezintă variația eforturilor unitare cumulate $(\sigma_{z,p}+\sigma_{z,g})$.

Se notează cu I_{g+p} mărimea tasării suplimentare a pămîntului pe adîncimea $z_{cr,\,g+p}$ determinată de sarcina geologică și încărcarea exterioară.

Cu I_g se notează mărimea tasării suplimentare a pămîntului pe înălțimea $H_B - z_{cr}$ determinată de sarcina geologică, unde H_B reprezintă grosimea stratului de pămînt sensibil la umezire.

Tabelul 5.1

Valorile coeficientului m_β

Nr. crt.	Schema	m_β	Nr. crt.	Schema	m_β
1		1,0	4		1.7
2		0,7	5		2.0
3		1,4			

5.4. Calculul tasării totale

5.4.1. Caracteristicile generale ale deformării depozitelor loessoide umezite

Cercetările *in situ* efectuate pe poligoane experimentale cu mari suprafețe supuse umezirii au furnizat date importante pentru aprecierea corectă a modului de desfășurare a procesului tasării suplimentare și a mărimii acestuia, atunci cînd terenul de fundare este format din depozite loessoide sensibile la umezire.

Suprafața tasată a unei incinte umezite avînd lățimea $2b_0 > H$ (H este grosimea stratului de pămînt sensibil la umezire) cuprinde [69, 157]:

— sectorul orizontal al suprafeței tasate ($2b$) în limitele căruia tasarea suplimentară $I_{g\,max}$ atinge valoarea maximă (fig. 5.12, *b*);

— două sectoare curbilinii de lățime $l_c = b_0 - b + l_1$ în care tasarea suplimentară se modifică de la valoarea maximă la valoarea zero (fig. 5.12, *b*).

La lățimi ale incintei inundate de $2b_0 < H$, sectorul orizontal al tasării suplimentare lipsește (fig. 5.13).

În cazul umezirii incintelor de lățime $2b_0 > H$, în afara tasării verticale se produc deplasări orizontale ale suprafeței care se caracterizează prin două zone situate de o parte și de alta a axei de simetrie:

— zonele compactării orizontale avînd lățimea $l_c/2$, situate alăturat sectorului orizontal al tasării suplimentare (v. fig. 5.12);

— zonele înfoierii orizontale a pămîntului, situate alăturat zonelor compactării orizontale, spre exterior.

Calculul tasării suplimentare a pămînturilor sensibile la umezire sub greutatea proprie, funcție de mărimea sursei de umezire, se efectuează astfel [157]:

— în cazul surselor de umezire locale ($2b_0 < H$), mărimea posibilă a tasării suplimentare la pămînturile de categoria B de sensibilitate la umezire se determină cu relația:

$$I_g = 2I_{g\,max}\sqrt{\frac{b_0}{H}\left(1-\frac{b_0}{H}\right)} \qquad (5.44)$$

unde: I_g este mărimea tasării suplimentare posibile în centrul suprafeței umezite, care depinde de lățimea $2b_0$ a sursei de apă;

$I_{g\,max}$ — mărimea tasării suplimentare maxime în mijlocul suprafeței umezite, pentru $2b_0 \geqslant H$ (v. fig. 5.12);

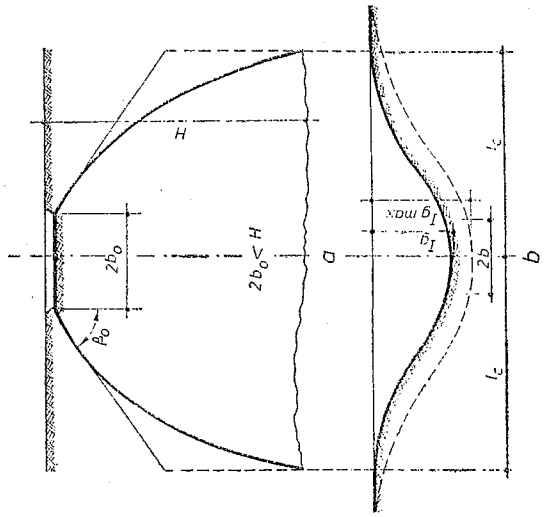


Fig. 5.13. Epura deformațiilor verticale din sarcina geologică la suprafața incintei umezite avînd $2b_0 < H$:

a — secțiunea transversală a incintei inundate; *b* — curba tasării verticale a suprafeței incintei.

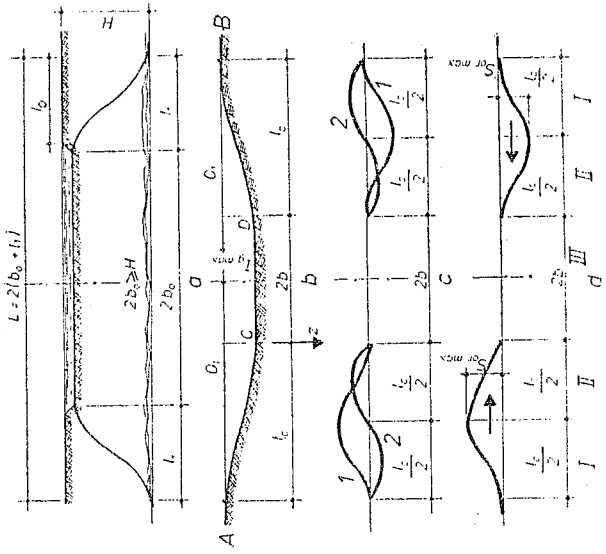


Fig. 5.12. Epura deformațiilor verticale sub sarcina geologică la suprafața incintei umezite avînd $2b_0 > H$:

a — secțiunea transversală a incintei inundate; *b* — curbe tasării verticale a suprafeței incintei; *c* — curba înclinării (1) și a curburii suprafeței (2); *d* — curba deplasărilor orizontale ale suprafeței; *I* — zona înfoiată; *II* — zona compactată.

Efectuînd acum echilibrul forțelor, se poate scrie (v. fig. 5.10, *c* și 5.11)

$$2b\gamma\,dz=2b(\sigma_z+d\sigma_z)-2b\sigma_z+2c\,dz+2\lambda dz\,\mathrm{tg}\,\Phi(w) \qquad (5.36)$$

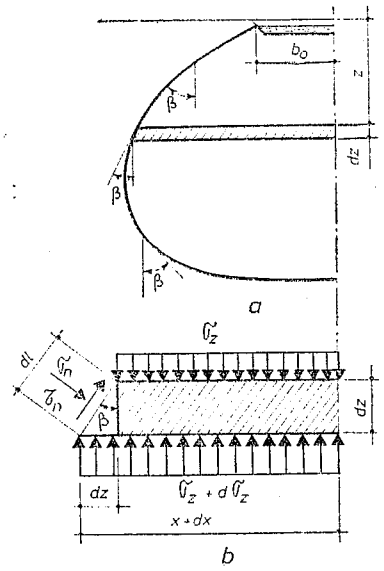


Fig. 5.11. Schema de calcul pentru determinarea distribuției eforturilor unitare pe adîncime, la suprafețe umezite de lățime medie.

sau

$$\frac{d\sigma_z}{dz}=\gamma-\frac{c}{b}-\lambda\sigma_z\cdot\frac{\mathrm{tg}\,\Phi(w)}{b}. \qquad (5.37)$$

Pentru $z=0$ rezultă $\sigma_z=p$.

Prin integrarea acestei ecuații se obține

$$\sigma_z=\frac{b\left(\gamma-\frac{c}{b}\right)}{\lambda\,\mathrm{tg}\,\Phi(w)}(1-e^{-\lambda\frac{z}{b}\mathrm{tg}\Phi(w)})+pe^{-\lambda\frac{z}{b}\mathrm{tg}\Phi(w)} \qquad (5.38)$$

Pentru $c>0$ și $p=0$ se obține

$$\sigma_z=\frac{b\left(\gamma-\frac{c}{b}\right)}{\lambda\,\mathrm{tg}\,\Phi(w)}\left[1-e^{-\lambda\frac{z}{b}\mathrm{tg}\Phi(w)}\right] \qquad (5.39)$$

unde b este semilățimea fîșiei orizontale deplasate.

După lucrările [90, 92], lățimea suprafeței terenului, $\overline{AB}$, afectată de tasarea suplimentară se determină cu relația

$$L=2(l_0+b_0)=2\left[z_0\,\mathrm{cotg}\left(45^\circ+\frac{\Phi(w)}{2}\right)+b_0\right] \qquad (5.40)$$

unde z_0 este adîncimea frontului de umiditate.

Relația (5.40) arată că lățimea totală a suprafeței afectată de tasare depinde de adîncimea frontului de umezire, z_0, de lățimea sursei de umezire, $2b_0$, precum și de caracteristica de rezistență $\Phi(w)$ a pămîntului umezit. Lățimea L este cu atît mai mare cu cît adîncimea frontului de umezire și lățimea sursei de umezire sînt mai mari. De asemenea, rezultă că această lățime este cu atît mai mică cu cît unghiul de frecare interioară $\Phi(w)$ este mai mare (adică cu cît terenul este mai puțin umed). Pentru incinta experimentală din cartierul Dunărea, unde lățimea acesteia era $2b_0=37$ m, grosimea stratului sensibil la umezire $H=z_0=21.5$ m și $\Phi=17°$, a rezultat $L=128{,}05$ m, foarte apropiată de lățimea real afectată de tasarea suplimentară *in situ*.

5.3.2. Calculul tasării suplimentare absolute în funcție de timp, în condițiile efectului de arc

După stabilirea legii privind variația presiunii de consolidare pe adîncime, se poate calcula mărimea tasării suplimentare absolute funcție de timp, presupunînd că în zona activă pămîntul sensibil la umezire este saturat cu apă.

În acest scop se introduce valoarea lui σ_z din relația (5.39) în relația (4.13); considerînd pentru terenul saturat cu apă valoarea $\lambda=1$ [39], se poate scrie

$$i_z=\alpha(w)\sigma_z^{\beta(w)}=\alpha(w)\left[\frac{b}{\mathrm{tg}\,\Phi(w)}\left(\gamma_{sat}-\frac{c(w)}{b}\right)\left(1-e^{-\frac{z}{b}\mathrm{tg}\Phi(w)}\right)\right]^{\beta(w)}. \qquad (5.41)$$

Luînd pentru $\alpha(w)$ și $\beta(w)$ valorile medii pe adîncime, se poate determina valoarea tasării suplimentare absolute sub forma [90, 92]

$$I_g(t)=\alpha_{med}\frac{b^{\beta_{med}}}{\mathrm{tg}\,\Phi^{\beta_{med}}}\left(\gamma_{sat}-\frac{c}{b}\right)^{\beta_{med}}\int_{z_{cr}}^{\bar{z}(t)}\left(1-e^{-\frac{z}{b}\mathrm{tg}\Phi}\right)^{\beta_{med}}dz. \qquad (5.42)$$

Introducînd relația (5.41) în (5.42) și operînd integrarea, se obține valoarea tasării suplimentare absolute, din care se reține numai primii trei termeni:

$$I_g=\alpha_{med}\frac{b^{\beta_{med}}}{\mathrm{tg}\Phi^{\beta_{med}}}\left(\gamma_{sat}-\frac{c}{b}\right)^{\beta_{med}}\left\{2{,}37\sqrt{\theta l}-z_{cr}+\right.$$
$$+\frac{\beta_{med}b}{\mathrm{tg}\,\Phi}\left[\exp\left(-\frac{2{,}37}{b}\sqrt{\theta l}\,\mathrm{tg}\Phi\right)-\exp\left(\frac{z_{cr}}{b}\mathrm{tg}\,\Phi\right)\right]+$$
$$\left.+\frac{\beta_{med}(1-\beta_{med})}{4\,\mathrm{tg}\,\Phi}b\left[\exp\left(-\frac{4{,}74}{b}\sqrt{\theta l}\,\mathrm{tg}\,\Phi-\exp\left(-\frac{4{,}74}{b}z_{cr}\,\mathrm{tg}\,\Phi\right)\right]\right]\right\}. \qquad (5.43)$$

Cum sursele de umezire pot avea forme și mărimi diferite, pentru calculul tasării suplimentare probabile este necesar să se analizeze fiecare caz în parte.

În prima perioadă de umezire, înainte de apariția tasării suplimentare, în zona umezită se produce o creștere a efortului unitar vertical datorită creșterii greutății volumice a pămîntului (fig. 5.9).

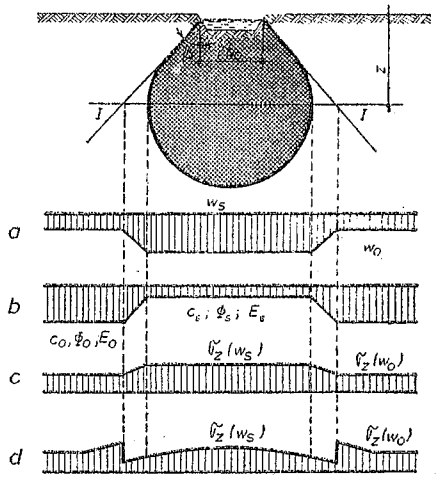


Fig. 5.9. Modificarea caracteristicilor fizico-mecanice de bază și a stării de eforturi la depozitele loessoide umezite.

În a doua perioadă, la apariția tasării suplimentare, în zonele în care $\sigma_z = \sigma_{er}$ și $w = w_{er}$, distribuția eforturilor unitare verticale în masivul umezit se modifică datorită deplasării în jos a acestuia din urmă, în timp ce părțile laterale ale pămîntului cu umiditatea naturală rămîn pe loc (fig. 5.9).

Deplasărilor relative ale pămîntului umezit li se vor opune forțele de coeziune și frecare, în special cele din suprafețele de separație dintre masivul umezit și restul de pămînt cu umiditatea naturală.

Redistribuirea eforturilor în masivul de pămînt produce ceea ce se cheamă *efectul de arc*. Deoarece acest efect are loc numai ca urmare a eforturilor de forfecare în pămînt, el apare ca o stare de durată, ca orice stare de eforturi legată de apariția eforturilor unitare tangențiale.

Se consideră o deplasare locală a suportului unui masiv umezit, determinată de o tasare suplimentară care apare la orizontul *1—1*, datorită depășirii presiunii critice de către sarcina geologică (fig. 5.10, *a*). Noile eforturi unitare create în masa de pămînt umezit, produse de greutatea proprie a acestuia, se vor modifica reducîndu-se datorită apariției eforturilor unitare tangențiale. Diferența de presiune dintre presiunile de pe segmentul *CD* și cele de pe restul suportului *1—1* va produce o variație în salt a eforturilor unitare la marginile segmentului *CD*, care va provoca apariția liniilor radiale de alunecare (v. fig. 5.10, *b*).

Formarea zonei de curgere radială provoacă deplasarea laterală a pămîntului în limitele zonei care se găsește sub acțiunea eforturilor de compresiune mai mari și care sînt situate pe fiecare parte a segmentului tasat *CD*, spre zona eforturilor mai mici din dreptul segmentului *CD* [132].

Prin cedarea suportului *CD*, întreg masivul de pămînt *CDIH* cedează, producînd o coborîre a suprafeței terenului pe o lungime *AB*, mai mare decît lățimea de cedare *CD*.

Prin reducerea gradului de îndesare a masivului de pămînt în zonele cuprinse între punctele *AH* și respectiv *BI*, se produc planele de alune-

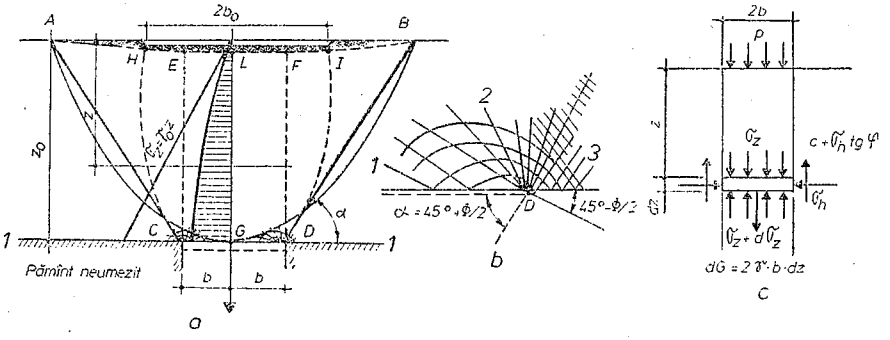


Fig. 5.10. Apariția efectului de arc [132]:
a — tasarea suplimentară din orizontul *1—1*; *b* — apariția liniilor radiale de alunecare: *1* — compresiune laterală; *2* — zona lunecărilor laterale; *3* — dilatare laterală; *c* — schema de calcul a efortului unitar vertical din axa incintei, pe baza efectului de arc.

care *AC* și *BD*. Însă, datorită deplasărilor neuniforme ale pămîntului umezit, planele de alunecare *AC* și *BD* se transformă în suprafețe curbilinii de alunecare *AG* și *BG* (v. fig. 5.10, *a*). Suprafețele curbilinii de alunecare conduc la apariția unor crăpături pe marginea incintei inundate, a căror adîncime poate ajunge la 0,5 *H* sau uneori chiar mai mult.

Interacțiunea dintre masivul de pămînt umezit și restul de pămînt cu umiditatea naturală se va produce numai în partea inferioară a masivului umezit, începînd de la capătul inferior al crăpăturilor în jos. În limitele adîncimii crăpăturilor, starea de eforturi a pămîntului, după apariția acestora, se restabilește și atinge pe cea naturală.

Se consideră un canal de lățime $2b_0$ iar sub acesta o zonă activă conturată de linia punctată *HCDI* (v. fig. 5,10, *a*) în care se dezvoltă tasarea suplimentară; atunci cînd tasarea suplimentară se va produce în planul *CD*, acesta va determina coborîrea straturilor superioare de pămînt. Efortul unitar vertical generat în fîșia din axă, se va reduce cu mărimea componentei verticale a efortului unitar de forfecare care acționează la limita dintre cele două zone.

Neuniformitatea deplasării straturilor produce o lunecare pe suprafețele curbe *HC* și *ID* (v. fig. 5.10, *a*).

În calculele aproximative se poate considera că suprafețele de lunecare sînt verticale (*CE* și *DF*).

Aplicația 5.2. Sînt cunoscute următoarele date: un pachet de loess sensibil la umezire pe o grosime de $H=25$ m în condițiile umectării lui continue într-un poligon experimental are caracteristicile:

$$w_0=0{,}11;\ w_s=0{,}35;\ w_p=0{,}20;$$

$$\gamma_d=13{,}5\ \text{kN/m}^3;\ \theta=2\ \text{m}^2/\text{zi}.$$

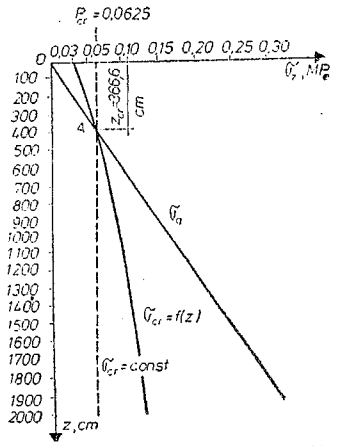


Fig. 5.8. Variația presiunii critice pe adîncime.

Se cere stabilirea perioadei de apariție și stabilizare a procesului de tasare.

Rezolvare

Umiditatea medie a pămîntului conform relației (5.3) este

$$w_{med}=w_0+\frac{2}{\pi}(w_s-w_0)=0{,}11+$$

$$+\frac{2}{3{,}14}(0{,}35-0{,}11)=0{,}263.$$

Parametrii de deformabilitate α și β determinați în laborator pentru umiditatea medie $w_{med}=0{,}263$ au valoarea $\alpha(w_{med})=0{,}320\ \text{MPa}^{-1{,}25}$ și $\beta(w_{med})=1{,}25$.

Presiunea critică se determină cu relația (5.1)

$$\sigma_{cr}=\left(\frac{0{,}01}{0{,}320}\right)^{1/1{,}25}=0{,}0625\ \text{MPa}.$$

Adîncimea critică de la care începe tasarea prin prăbușire se determină cu relația (5.1)

$$z_{cr}=\frac{1}{0{,}0135(1+0{,}263)}\cdot\left(\frac{0{,}01}{0{,}320}\right)^{1/1{,}25}=3{,}666\ \text{m}.$$

Pentru determinarea perioadelor de tasare se stabilește mai întîi valoarea funcției $\varphi(w)$ cu relația (5.27)

$$\varphi(w)=\frac{1}{\arccos\dfrac{w_p-w_0}{w_s-w_0}}=\frac{1}{\arccos\dfrac{0{,}20-0{,}11}{0{,}35-0{,}11}}=\frac{2{,}648}{\pi},$$

Perioada de apariție a procesului de tasare se determină cu relația (5.29) în care presiunea critică s-a considerat constantă pe adîncime:

$$t_0=\frac{\pi^2}{22{,}47\cdot\theta}\cdot\frac{\sigma^2_{cr}}{\gamma^2(w_{med})}\cdot\varphi^2(w)=$$

$$=\frac{\pi^2}{22{,}47\cdot 2}\cdot\frac{0{,}0625^2}{0{,}0135^2(1+0{,}263)^2}\cdot\frac{2{,}648^2}{\pi^2}=2{,}096\ \text{zile}.$$

Perioada stabilizării convenționale se determină cu relația (5.31)

$$T=\frac{\pi^2\cdot 25^2}{22{,}47\cdot 2}\cdot\frac{2{,}648^2}{\pi^2}=97{,}52\ \text{zile}.$$

În cazul în care presiunea critică variază pe adîncime după legea

$$\sigma_{cr}=(0{,}000018026\ z)^{0{,}683}+0{,}03$$

rezultă

$$z_{cr}=\frac{1}{0{,}000018026}(\sigma_{cr}-0{,}03)^{1/0{,}683}.$$

Variația presiunii critice $\sigma_{cr}=f(z)$ care crește pe adîncime este reprezentată în fig. 5.8. Pentru $z=366{,}6$ cm, $\sigma_{cr}=0{,}0625$ MPa, deci curba trece prin același punct A prin care trece și valoarea presiunii critice considerată în ipoteza valorii constante pe adîncime.

5.3. Calculul tasării suplimentare absolute, cu luarea în considerare a efectului de arc

5.3.1. Determinarea stării de eforturi în depozitele loessoide umezite

Cercetările efectuate în R. S. România de către INCERC, Institutul de construcții București, Institutul de cercetări hidrotehnice, ISPIF, I.P. Galați și alții au confirmat că mărimea tasării suplimentare a depozitelor loessoide sensibile la umezire este influențată, pe lîngă alți factori, de forma și dimensiunile zonei umezite. Mărimea maximă a tasării suplimentare se produce atunci cînd lățimea sursei de umezire este egală sau mai mare decît grosimea pachetului de pămînt sensibil la umezire. Cu cît lățimea sursei de umezire este mai mică, cu atît tasarea suplimentară este mai redusă, deși stratul sensibil la umezire poate să se găsească umezit pe toată grosimea sa.

Mărimea posibilă a tasării suplimentare absolute $I_g(b_0)$, dată de greutatea proprie a pămîntului, pentru o sursă de apă de lățime $2b_0$, se poate stabili aproximativ, dar cu suficientă precizie pentru problemele practice, cu formula [69]

$$I_g(b_0)=2I_{g\ max}\frac{b_0}{H} \tag{5.35}$$

unde: $I_g(b_0)$ este tasarea suplimentară aproximativă a incintei inundate avînd lățimea $2b_0<H$;

b_0 — semilățimea incintei inundate;

H — grosimea stratului de pămînt sensibil la umezire;

$I_{g\ max}$ — tasarea maximă posibilă a stratului de pămînt pentru $2b_0\geqslant H$.

Cauza care determină reducerea tasării, odată cu reducerea lățimii sursei de umezire, este interacțiunea dintre partea de masiv umezită și porțiunea laterală de pămînt care se găsește în stare de umiditate naturală.

probe încercate (cu umiditate naturală) care intersectează celelalte curbe de deformație determinate pentru umiditățile intermediare, inclusiv cea a probei saturate cu apă. Punctele de intersecție vor prezenta interdependența dintre umiditatea critică și presiunea critică corespunzătoare. Pe baza acestor date se construiește graficul de variație a tasării suplimentare specifice în funcție de umiditate, pentru presiuni diferite (fig. 5.7, *b*).

Variația umidității critice funcție de presiune este prezentată în fig. 5.7, *c*. În acest caz, relația de variație a presiunii critice în funcție de umiditatea critică poate fi exprimată sub forma:

$$\sigma_{cr} = A\, w_{cr}^{-B} \tag{5.25}$$

unde A și B sînt parametri ce se determină experimental. În acest scop se pot folosi relațiile (4.15) pe baza cărora se obțin valorile parametrilor A și B.

În mod similar se poate determina umiditatea critică *in situ* cu ajutorul a 4—5 plăci de probă, așezate una față de alta la 4—5 m distanță. Umezirea pămîntului trebuie efectuată pe o adîncime minimă de 1,5 m, pentru plăci avînd latura de 1 m.

În locul plăcilor de probă se pot utiliza blocuri de fundații experimentale așezate pe un strat de nisip de 2—5 cm grosime.

5.2. Calculul perioadei de apariție și stabilizare a tasării suplimentare

Perioada de apariție și stabilizare a tasării suplimentare se poate determina pe baza relației (5.6) care permite determinarea adîncimii de la care apare tasarea suplimentară.

$$z_{cr} = \frac{2z_0(t)}{\pi} \arccos \frac{w_p - w_0}{w_s - w_0}; \tag{5.26}$$

Egalînd această relație cu relația (5.11) se obține

$$\frac{2z_0(t)}{\pi} \arccos \frac{w_p - w_0}{w_s - w_0} = \frac{\sigma_{cr}}{\gamma(w_{med})}. \tag{5.27}$$

Dacă se notează:

$$\varphi(w) = \frac{1}{\arccos \dfrac{w_p - w_0}{w_s - w_0}}; \quad \gamma(w_{med}) = \gamma_d(1 + w_{med}) \tag{5.27 a}$$

relația (5.27), care reprezintă adîncimea frontului de umezire la timpul t, capătă forma

$$z_0(t) = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{\sigma_{cr}}{\gamma(w_{med})} \cdot \varphi(w) = 2{,}37\sqrt{\theta\, t_0} \tag{5.28}$$

sau

$$t_0 = \frac{\pi^2}{22{,}48\,\theta} \cdot \frac{\sigma_{cr}^2}{\gamma^2(w_{med})} \cdot \varphi^2(w) \tag{5.29}$$

unde t_0 este perioada de timp pînă la apariția procesului de tasare suplimentară, atunci cînd stratul omogen de loess sau pămînt loessoid este umezit în mod continuu.

Pentru determinarea perioadei de stabilizare a tasării suplimentare, se consideră condiția

$$w(H,T) = w_p$$

adică

$$w_0 + (w_s - w_0)\cos\frac{\pi H}{2z_0(T)} = w_p. \tag{5.30}$$

Din această relație se obține

$$2{,}37\sqrt{\theta T} = \frac{\pi H}{2}\,\varphi(w)$$

de unde:

$$T = \frac{\pi^2 H^2}{22{,}48\,\theta} \cdot \varphi^2(w). \tag{5.31}$$

În cazul în care se consideră că presiunea critică variază neliniar odată cu adîncimea, valoarea z_{cr} se determină cu relația [36]

$$z_{cr} = \frac{1}{m}(\sigma_{cr} - p_{cr_0})^{1/n}. \tag{5.32}$$

Egalînd relația (5.32) cu relația (5.26) se obține adîncimea la care se va găsi frontul de umezire la timpul t

$$z_0(t)\frac{\pi}{2m}\varphi(w)\cdot(\sigma_{cr} - p_{cr_0})^{1/n}. \tag{5.33}$$

Egalînd relația (5.33) cu relația (3.41) se obține valoarea timpului scurs de la începerea umezirii pămîntului pînă la apariția tasării suplimentare

$$t(z_0) = \frac{\pi^2}{22{,}48\,\theta\, m^2} \cdot \varphi^2(w)\cdot(\sigma_{cr} - p_0)^{2/n}. \tag{5.34}$$

A. A. Mustafaev [90, 91, 92] a stabilit variațiile lui c, Φ și λ, funcție de umiditatea pămîntului, pe baza relațiilor:

$$c(w)=c_0-\frac{c_0-c_s}{w_s-w_0}(w-w_0)=\bar{c}_0-bw \tag{5.17}$$

$$\operatorname{tg}\Phi(w)=f(w)=f_0-\frac{f_0-f_s}{w_s-w_0}(w-w_0)=\bar{f}_0-aw \tag{5.18}$$

$$\lambda(w)=\lambda_0+\frac{\lambda_s-\lambda_0}{w_s-w_0}(w-w_0)=\bar{\lambda}_0+\bar{K}w. \tag{5.19}$$

Semnificațiile simbolurilor din aceste relații sînt următoarele:

c_0, f_0, λ_0 sînt valorile respective ale coeziunii, ale coeficientului de frecare și ale presiunii laterale a pămîntului cu umiditate naturală;

c_s, f_s, λ_s reprezintă valorile aceloraşi parametri, corespunzători aceluiaşi pămînt, dar în stare saturată cu apă.

Înlocuind relațiile (5.17), (5.18) și (5.19) în relația (5.15) se obține o ecuație de gradul trei, de forma

$$Aw^3+Bw^2+Cw+D=0. \tag{5.20}$$

Constantele A, B, C și D sînt funcții de parametrii c_0, f_0, λ_0, respectiv c_s, f_s, λ_s, precum și de eforturile unitare principale din punctul studiat.

A. A. Mustafaev a studiat două cazuri:

a) procesul de tasare se produce în condițiile stării naturale de eforturi (sub sarcina geologică). În acest caz, se determină valorile lui A_1, B_1, C_1 și D_1 pentru $\sigma_1^q=\sigma_2^q=0$. Cu aceste valori se calculează umiditatea critică aplicînd relația

$$w_{cr}=-\frac{C_1}{2B_1}\left(1+\sqrt{1-4\frac{B_1D_1}{C_1^2}}\right); \tag{5.21}$$

b) starea de eforturi din terenul de fundare, creată de sarcina geologică, este neînsemnată față de cea produsă de încărcarea exterioară. În acest caz, se determină valorile lui A_2, B_2, C_2 și D_2 pentru $\sigma_1^q=0$. Cu aceste valori se calculează umiditatea critică aplicînd relația :

$$w_{cr}=u+v-\frac{B_2}{3A_2} \tag{5.22}$$

unde:

$$u=\sqrt[3]{-q+\sqrt{q^2+p^3}};\qquad v=\sqrt[3]{-q-\sqrt{q^2+p^3}}$$

$$p=\frac{3A_2C_2-D_2^2}{9A_2^2};\qquad q=\frac{B_2^3}{27A_2^3}-\frac{B_2C_2}{6A_2}+\frac{D_2}{2A_2},$$

Eforturile unitare principale date de încărcarea exterioară se stabilesc cu relația cunoscută

$$\sigma_{1,2}^q=\frac{1}{2}(\sigma_x+\sigma_z)\pm\frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x-\sigma_z)^2+4\tau_{xz}^2}. \tag{5.23}$$

Componentele stării de eforturi ale terenului încărcat cu o încărcare uniform distribuită q se determină cu formulele:

$$\sigma_x=\frac{q}{\pi}\left(\operatorname{arc\,tg}\frac{a-x}{z}+\operatorname{arc\,tg}\frac{a+x}{z}\right)+$$
$$+\frac{2aqz(x^2-z^2-a^2)}{\pi[(x^2+z^2-a^2)+4a^2z^2)]}$$

$$\sigma_z=\frac{q}{\pi}\left(\operatorname{arc\,tg}\frac{a-x}{z}+\operatorname{arc\,tg}\frac{a+x}{z}\right)-$$
$$-\frac{2aqz(x^2-z^2-a^2)}{\pi[(x^2+z^2-a^2)^2+4a^2z^2)]} \tag{5.24}$$

$$\tau_{xz}=\frac{4aqxz^2}{\pi[(x^2+z^2-a^2)^2+4a^2z^2)]}$$

unde a este semilățimea fundației.

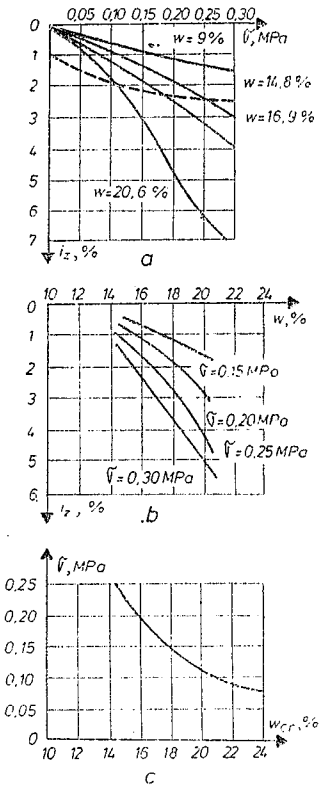


Fig. 5.7. Determinarea umidității critice a depozitelor loessoide prin încercarea în dispozitive de compresiune [69].

În cazul cînd asupra terenului acționează numai sarcina geologică, în orizonturile de acțiune ale presiunii critice, umiditatea critică rămîne practic constantă.

Determinarea umidității critice se poate face și grafic, pe baza datelor de laborator, utilizînd metoda celor două curbe [69]. În acest scop se extrag 5—6 probe din monoliți; prima probă cu umiditatea naturală este supusă compresiunii pînă la valoarea maximă a presiunii, de exmplu 0,3 MPa, după care se umezește sub această presiune pînă la stabilizarea tasării.

A doua probă, umezită cu apă pînă la saturare, se încearcă în trepte pînă la presiunea maximă, de distrugere. Celelalte probe se umezesc la umidități intermediare și se încearcă similar. Cu datele obținute din aceste încercări se construiesc graficele efort—unitar—deformație pentru diferite umidități ale pămîntului (fig. 5.7, *a*). De pe axa ordonatelor, din punctul $i_z=0{,}01$, se trasează o curbă punctată paralelă cu curba primei

Se poate trage concluzia că presiunea critică în calculele aproximative ale tasării suplimentare reprezintă circa 1% din valoarea modulului general de deformație al depozitelor loessoide, stabilit prin încercări edometrice, pentru o umiditate medie w_{med} determinată cu relația (5.8).

Cercetările întreprinse la noi în țară [32, 36, 131], precum și în străinătate [156], au arătat că presiunea critică este variabilă pe adîncime și crește odată cu aceasta (v. fig. 5.8).

Funcția $\sigma_{cr}=f(z)$ are un caracter neliniar și se exprimă prin relația [36]

$$\sigma_{cr}=(mz)^n+p_{cr_0} \tag{5.14}$$

unde: p_{cr_0} este presiunea critică determinată la nivelul terenului, de exemplu cu placa rigidă de probă;

m, n sînt parametrii de variație ai presiunii critice care se determină experimental.

Aplicația 5.1. Se dau următoarele date: pachetul de loess sensibil la umezire, cu grosimea de 25 m, are caracteristicile:

$$w_0=14\%;\ w_s=35\%;\ \gamma_d=13{,}5\ \text{kN/m}^3.$$

Se cere: adîncimea critică, presiunea critică și valoarea aproximativă a modulului de deformație E_0 a loessului în stare saturată cu apă.

Rezolvare

Pe baza relației (5.9) se determină umiditatea medie a cărei valoare este

$$w_{med}=w_0+\frac{2}{\pi}(w_s-w_0)\frac{14}{100}+\frac{2}{3{,}14}\left(\frac{35}{100}-\frac{14}{100}\right)=0{,}2738=27{,}38\%.$$

Pentru această umiditate se determină valorile parametrilor de deformabilitate $\alpha(w_{med})$ și $\beta(w_{med})$ în aparatul de compresiune. Se admite:

$$\alpha(w_{med})=0{,}285\ \text{MPa}^{-1{,}5};\ \beta(w_{med})=1{,}50.$$

În acest caz, adîncimea critică determinată cu relația (5.11) are valoarea

$$z_{cr}=\frac{1}{\gamma_d(1+w_{med})}\left(\frac{0{,}01}{\alpha(w_{med})}\right)^{1/\beta(w_{med})}=\frac{1}{0{,}0135(1+0{,}2738)}\cdot\left(\frac{0{,}01}{0{,}285}\right)^{1/1{,}50}=6{,}233\ \text{m}.$$

Valoarea presiunii critice se determină cu relația (5.11)

$$\sigma_{cr}=\left(\frac{0{,}01}{\alpha(w_{med})}\right)^{1/\beta(w_{med})}=\left(\frac{0{,}01}{0{,}285}\right)^{1/1{,}50}=0{,}1072\ \text{MPa}.$$

Valoarea orientativă a modulului de deformație se va determina cu relația (5.13)

$$E_0=\frac{\sigma_{cr}}{0{,}01}=\frac{0{,}1072}{0{,}01}=10{,}72\ \text{MPa}.$$

5.1.4. Umiditatea critică

Presiunea critică este legată de noțiunea de umiditate critică, așa cum rezultă din relația (5.12), în care valorile parametrilor de deformabilitate depind de umiditatea w a pămîntului respectiv.

Cercetările intreprinse în diferite țări, inclusiv cele din țara noastră, au arătat că fiecărei valori a presiunii critice determinată de sarcina geologică, de încărcarea exterioară sau de cele două acțiuni cumulate, îi corespunde o anumită valoare a umidității la care apare tasarea suplimentară, denumită umiditate critică.

Mărimea aproximativă a umidității critice, luînd în considerare datele experimentale existente în literatura de specialitate, se poate lua egală cu limita de frămîntare după Atterberg. La această umiditate pămîntul capătă o stare plastică, care sub acțiunea presiunii critice creează condițiile de deplasare pe verticală în jos a straturilor de pămînt situate sub nivelul considerat.

Încercările au arătat că presiunea de consolidare variază invers proporțional cu umiditatea necesară producerii tasării suplimentare.

Dacă în cazul depozitelor loessoide cu umiditate naturală, pentru presiuni pînă la 0,3 MPa nu apar stări de echilibru limită, în cazul umezirii acestor pămînturi cu apă, starea plastică poate să se producă la o presiune mult sub 0,2 MPa.

Formula de calcul a umidității critice poate fi determinată dacă se pleacă de la condiția generalizată a echilibrului limită după Mohr [90, 91].

$$\sin\Phi(w)=\frac{f(w)}{\sqrt{1+f^2(w)}}=\frac{\sigma_1^q-\sigma_2^q+[1-\lambda(w)]\sigma_g(w)}{\sigma_1^q+\sigma_2^q+[1+\lambda(w)]\sigma_g(w)+2\sigma_0(w)} \tag{5.15}$$

unde: σ_1^q, σ_2^q și σ_g sînt eforturile unitare principale produse de încărcarea exterioară și sarcina geologică;

$\lambda(w)$ este presiunea laterală a pămîntului umezit.

În relația (5.15)

$$\sigma_g=\gamma_d(1+w)z;\quad \sigma_0=c(w)\operatorname{cotg}\Phi(w) \tag{5.16}$$

unde: γ_d este greutatea volumică a pămîntului în stare uscată;

z — adîncimea la care se determină condiția de echilibru limită;

$c(w)$ — coeziunea pămîntului umezit;

$\Phi(w)$ — unghiul de frecare interioară a pămîntului umezit.

cazurile practice — că această influență nu este atît de mare și se poate neglija.

Pentru simplificarea calculelor, se poate admite că distribuția unidimensională a umidității în stratele de loess sau de pămînt loessoid se determină cu următoarea funcție [32, 90, 92], (fig. 5.6)

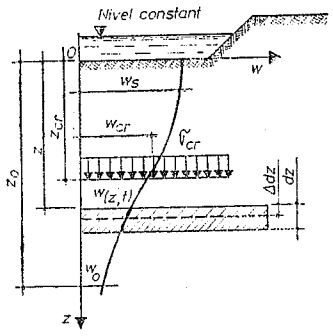


Fig. 5.6. Schema aproximativă a distribuției umidității în stratul de depozit loessoid sensibil la umezire.

$$w_{(z,\,t)} = w_0 + (w_s - w_0)\cos\frac{\pi z}{2z_0(t)} \qquad (5.3)$$

unde: z_0 este adîncimea la care se găsește frontul de umezire;

z — adîncimea variabilă măsurată de la suprafața terenului pînă la limita frontului de umezire ($z < z_0$).

Stratul superior, situat imediat sub sursa de apă, păstrează mărimea umidității sale constantă, egală cu umiditatea de saturație w_s, în timp ce la limita inferioară a frontului de umezire, umiditatea este egală cu umiditatea naturală w_0 a pămîntului.

Deformația stratului de pămînt umezit se va declanșa numai atunci cînd frontul de umezire va depăși orizontul la care se produce presiunea critică determinată de sarcina geologică și unde valoarea umidității pămîntului va egala valoarea umidității critice corespunzătoare presiunii critice (de exemplu w_p — limita inferioară a plasticității):

$$w(z_{cr},\ t_0) = w_p \qquad (5.4)$$

adică

$$w_0 + (w_s - w_0)\cos\frac{\pi z}{2z_0(t)} = w_p \qquad (5.5)$$

sau

$$\cos\frac{\pi z_{cr}}{2z_0(t)} = \frac{w_p - w_0}{w_s - w_0}. \qquad (5.6)$$

Expresiile (5.5) și (5.6) constituie condițiile de apariție a tasării suplimentare.

Odată cu deplasarea în jos a frontului de umezire, se va deplasa în jos și frontul de tasare. Desigur că, pentru adîncimi din ce în ce mai mari sarcina geologică va crește iar tasarea suplimentară se va produce la umidități din ce în ce mai reduse.

Procesul tasării suplimentare va continua pînă cînd ultimul strat al pachetului de pămînt sensibil la umezire va atinge umiditatea critică. Următoarea tasare care se va produce și care va avea valori reduse poartă numele de tasare suplimentară secundară; ea se va datora dizolvării ultimelor legături dintre agregate și particule, asigurate de sărurile solubile în apă.

5.1.3. Calculul adîncimii de la care începe tasarea suplimentară sub sarcina geologică. Calculul presiunii critice

În cazul stării naturale de eforturi, presiunea la o anumită adîncime este dată de relația:

$$\sigma = \gamma(w)z = \gamma_d(1+w)z. \qquad (5.7)$$

Valoarea tasării suplimentare specifice se determină înlocuind în relația (4.13) expresia lui σ din relația (5.7)

$$i_z(w) = \alpha(w)[\gamma_d(1+w)z]^{\beta(w)}. \qquad (5.8)$$

Pentru simplificarea calculelor, se va considera o valoare medie a umidității pe adîncime care se stabilește cu formula [90, 93]

$$w_{med} = w_0 + \frac{2}{\pi}(w_s - w_0). \qquad (5.9)$$

Punînd condiția convențională de apariție a tasării suplimentare se obține:

$$0{,}01 = \alpha(w_{med})[\gamma_d(1+w_{med})z_{cr}]^{\beta(w_{med})}. \qquad (5.10)$$

Din relația (5.10) rezultă adîncimea la care începe tasarea suplimentară pentru starea naturală de eforturi

$$z_{cr} = \frac{1}{\gamma_d(1+w_{med})}\left[\frac{0{,}01}{\alpha(w_{med})}\right]^{1/\beta(w_{med})}. \qquad (5.11)$$

Valoarea presiunii critice va fi determinată dacă în relația $\sigma_{cr} = \gamma_{med} z_{cr}$ se introduce valoarea lui z_{cr} din relația (5.11)

$$\sigma_{cr} = \gamma_d(1+w_{med})z_{cr} = \left[\frac{0{,}01}{\alpha(w_{med})}\right]^{1/\beta(w_{med})}. \qquad (5.12)$$

În cazul variației liniare a deformației în funcție de presiune și considerînd $E_{el} = \frac{1}{\alpha}$, relația (5.12) devine

$$\sigma_{cr} = 0{,}01 E_{el}(w_{med}). \qquad (5.13)$$

— presiunii naturale de la adîncimea la care începe tasarea suplimentară, produsă de greutatea proprie a pămîntului, în cazul umezirii acestuia, *in situ* (fig. 5.4).

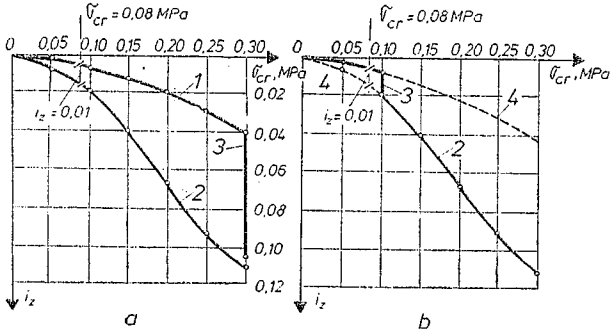


Fig. 5.2. Determinarea presiunii critice la încercările de laborator prin compresiune:

a — metoda celor două curbe; *b* — metoda simplificată; *1* — tasarea pămîntului la umiditatea naturală; *2* — tasarea pămîntului în stare saturată cu apă; *3* — tasarea suplimentară; *4* — tasarea extrapolată a pămîntului la umiditatea naturală și în stare saturată.

Ținînd seama de variația neliniară a deformației depozitelor loessoide sub încărcare (fig. 5.5), de valoarea $i_{g+p} \leqslant 0{,}01$ și de relația (4.13), expresia presiunii critice rezultă sub forma

$$\sigma_{cr} = \left[\frac{0{,}01}{\alpha(w)}\right]^{1/\beta(w)}. \qquad (5.1)$$

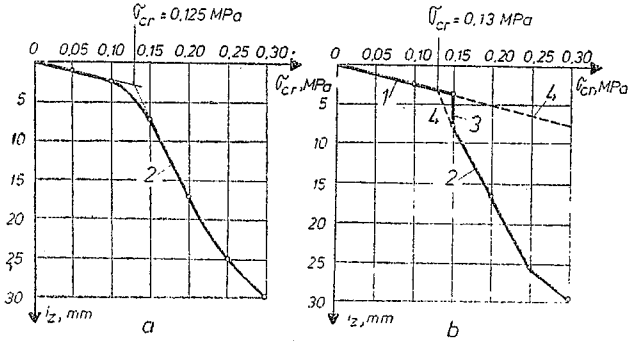


Fig. 5.3. Determinarea presiunii critice prin încercări cu placa rigidă:

a — pămînt umezit în prealabil; *b* — după metoda simplificată; *1* — tasarea pămîntului la umiditatea naturală; *2* — tasarea pămîntului în stare saturată cu apă; *3* — tasarea suplimentară; *4* — mărimea extrapolată a tasării pămîntului la umiditatea naturală și în stare saturată.

Se consideră curba efort unitar-deformație (fig. 5.5) pe care se notează cu D punctul corespunzător deformației de 1%; prin punctele O și D se trasează dreapta ODA care va reprezenta deformația unui

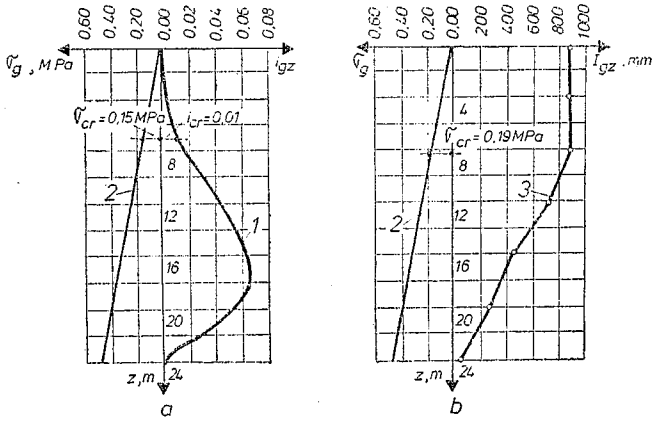


Fig. 5.4. Determinarea presiunii critice în pachetul de pămînt sensibil la umezire *in situ*:

a — tasarea suplimentară specifică sub sarcina geologică; *b* — tasarea suplimentară a reperilor de adîncime. *1* — variația tasării suplimentare specifice; *2* — variația presiunii geologice; *3* — variația tasării reperilor pe adîncime.

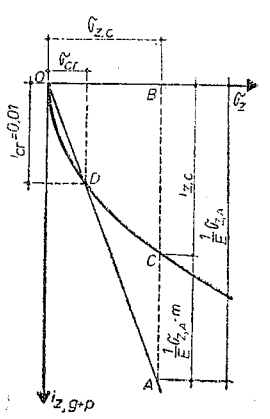


Fig. 5.5. Variația deformației funcție de efortul de consolidare.

pămînt ideal-elastic. Mărimea deformației unui asemenea pămînt va fi dată de segmentul AB.

Segmentul BC va reprezenta partea de deformație cu care se va reduce deformația pămîntului ideal-elastic, determinată de proprietățile plastice ale pămîntului încercat în edometru și care se poate exprima prin valoarea $\frac{1}{E}\sigma m$. Coeficientul de reducere m variază în limitele $0<m<1$.

În acest caz se poate scrie

$$i_z = \frac{1}{E}\sigma(1-m). \qquad (5.2)$$

Pentru presiuni mai mici decît presiunea critică σ_{cr} se poate considera $m=0$.

5.1.2. Condițiile de apariție a tasării suplimentare

După cum s-a arătat mai înainte, procesul de tasare și stabilizare a depozitelor loessoide umezite exercită o influență asupra distribuției umidității în masa de pămînt sensibil la umezire. Se admite — pentru

5. DEFORMAȚIILE DEPOZITELOR LOESSOIDE

5.1. Presiunea critică. Umiditatea critică

5.1.1. Generalități despre presiunea critică

Studiile efectuate de o serie de cercetători [12, 32, 39, 69, 119, 120 și alții] au arătat că deformația suplimentară a depozitelor loessoide sensibile la umezire se produce la o anumită valoare a presiunii aplicată pămîntului respectiv, presiune care reprezintă o caracteristică de calcul necesară determinării tasării terenului de fundare.

Terenul umezit supus acestei presiuni, denumită presiune critică, va manifesta o tasare puternică și rapidă datorită unui colaps al structurii pămîntului.

Mărimea presiunii critice este influențată de greutatea volumică în stare uscată, de conținutul de fracțiuni argiloase, de conținutul de umiditate al pămîntului în stare naturală, de conținutul de săruri, de umiditatea critică, de rezistența structurală, de adîncimea de la care s-a extras proba de pămînt etc.

Valorile presiunii critice pentru loessurile și pămînturile loessoide din R. S. România variază între 0,03 și 0,15 MPa. Presiunea critică a majorității depozitelor loessoide din grupa A este cu mult mai mare decît presiunea critică a celor din grupa B. Unii cercetători definesc presiunea critică ca fiind acea presiune la care se produce schimbarea bruscă de pantă a liniei de variație a tasării specifice în funcție de presiune, atunci cînd pămîntul este saturat cu apă.

Conform acestei definiții, încercările efectuate de INCERC București au permis stabilirea următoarelor valori ale presiunii critice pentru diferite zone ale țării (fig. 5.1):

— loess de Constanța și Iași σ_{cr}=0,080...0,100 MPa;
— loess de Fetești σ_{cr}=0,025 MPa;
— loess de Tulcea σ_{cr}=0,030...0,040 MPa;
— loess de Galați σ_{cr}=0,040 MPa;
— loess de București σ_{cr}=0,15 MPa.

Determinarea presiunii critice se poate face fie pe baza încercărilor de laborator, fie prin încercări de teren cu ajutorul fundațiilor experimentale, a plăcilor de probă sau a lăzilor de încărcare.

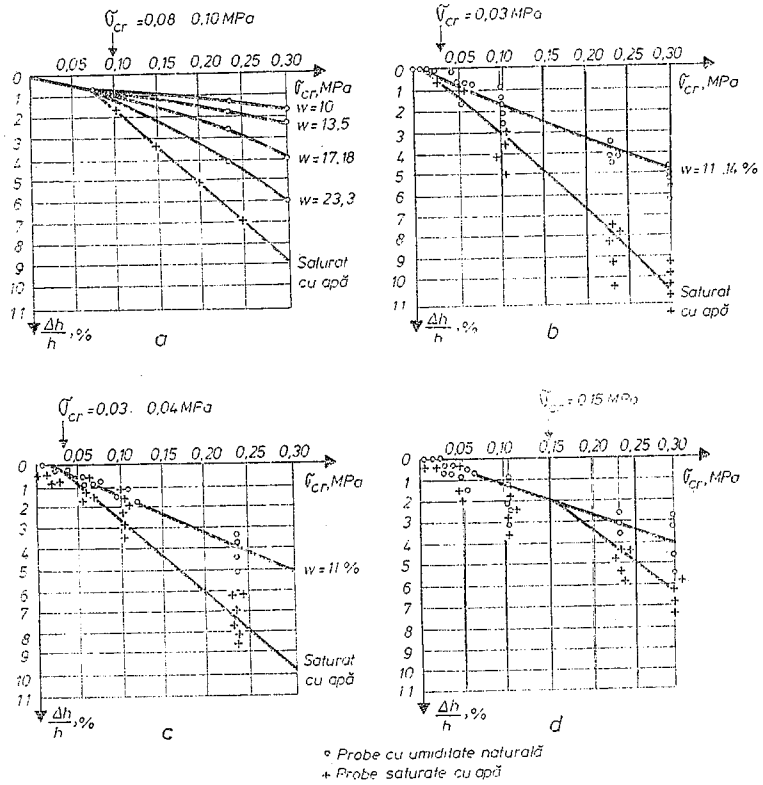


Fig. 5.1. Variația tasării specifice a loessurilor în funcție de presiune [39]:
a — loess de Constanța; *b* — loess de Galați; *c* — loess de Tulcea; *d* — loess de București.

După normativul P.7-77 [153] presiunea critică se consideră acea presiune care corespunde:

— presiunii la care tasarea suplimentară specifică $i_{\sigma+\sigma}$=0,01, în cazul încercării pămîntului sensibil la umezire în laborator cu ajutorul aparatelor de compresiune (fig. 5.2);

— presiunii de la limita de proporționalitate, determinate de graficul efort unitar-tasare rezultat din încărcarea cu placa (fig. 5.3);

sub 6%. Depozitele loessoide avînd capacitatea corespunzătoare unei greutăți volumice în stare uscată de 17 kN/m³ nu sînt sensibile la umiditate [70]. Desigur, acest exemplu prezentat în fig. 4.32 se referă la un

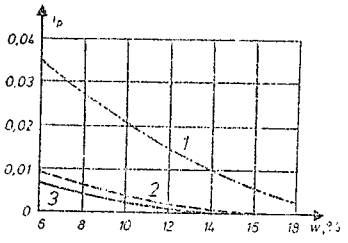


Fig. 4.32. Variația tasării suplimentare specifice i_p funcție de umiditatea pămîntului [70]:
1 — pentru γ_d=15 kN/m³; *2* — pentru γ_d=16 kN/m³; *3* — pentru γ_d=17 kN/m³.

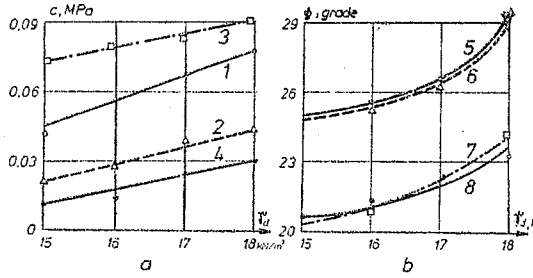


Fig. 4.33. Variația coeziunii c și a unghiului de frecare interioară Φ funcție de compactitatea pămîntului loessoid nisipos [70]:
a — graficul de variație a coeziunii c; *b* — graficul de variație a unghiului de frecare interioară Φ; *1, 3, 5, 7* — în cazul umidității naturale de 9%; *2, 4, 6, 8* — în cazul umidității de saturație; liniile *1, 2, 5* și *7* — obținute prin metoda forfecării lente; liniile *3, 4, 6* și *8* — obținute prin metoda forfecării rapide.

anumit tip de depozite loessoide și pentru fiecare caz în parte sînt necesare verificări de laborator. În vederea obținerii celor mai bune caracteristici de deformabilitate, se cere ca depozitul loessoid respectiv să fie compactat pînă la compactitatea maximă, la o umiditate apropiată de cea optimă.

Caracteristicile de rezistență Φ și c se determină, în cazul pămînturilor sensibile la umezire în stare naturală sau îmbunătățită, prin două metode:

— prin metoda forfecării consolidate lente care se utilizează cînd se admite tasarea suplimentară a terenului de sub fundații, iar construcția se calculează la tasările posibile ale terenului de fundare;

— prin metoda forfecării neconsolidate rapide, cînd nu se admite tasarea suplimentară, adică atunci cînd presiunea pe teren dată de construcție este mai mică decît presiunea critică.

În cazul celei de a doua metode se obțin valori ale caracteristicilor de rezistență mai reduse, deoarece încercarea se face în intervalul de timp în care proba de pămînt își păstrează încă proprietățile inițiale.

Pentru depozitele loessoide compactate, a căror stare luată în calcul este cea saturată cu apă, metoda forfecării consolidate este cea indicată.

Dacă valorile coeziunii depozitelor loessoide depind de umiditatea pămîntului, de compactitatea și alcătuirea sa, unghiul de frecare interioară depinde numai de umiditate (fig. 4.33).

Studiile efectuate [23] au arătat că prin compactarea loessului avînd un conținut de argilă diferit, loessul cu procent mai ridicat de argilă se compactează mai puțin pentru același lucru mecanic de compactare.

Valorile unghiului de frecare interioară Φ și ale coeziunii c, obținute pentru probele de loess compactate la un lucru mecanic L=600 kNm/m³, arată că parametrii de rezistență la forfecare ai pămîntului, cu umidități mai mici de 22% sînt mult superiori celor obținuți pentru pămîntul cu umidități mai mari de 22%.

În general, se poate concluziona că depozitele loessoide saturate cu apă, avînd greutatea volumică în stare uscată egală cu 17,00 kN/m³ sau mai mare, dispun de caracteristici de deformabilitate superioară care le conferă proprietatea de a nu fi sensibile la umezire.

După efectuarea îmbunătățirii proprietăților fizico-mecanice ale depozitelor loessoide sensibile la umezire, este necesară efectuarea verificării compactării prin metode adecvate de verificare (penetrare statică, metode radiometrice etc.).

Pentru construcții din clasele de importanță I sau la un volum mai mare de construcții din clasa II, eficacitatea compactării se verifică prin stabilirea tasării la umezire sub greutatea proprie a masivului consolidat, în cadrul unor incinte experimentale de inundare.

Pentru construcțiile din celelalte clase, sînt necesare verificări de laborator în vederea stabilirii gradului de sensibilitate la umezire a depozitelor loessoide, rămas după compactare.

În toate cazurile, capacitatea portantă și caracteristicile de deformabilitate vor trebui să fie determinate pe baza încercărilor de probă efectuate pe teren în condiții de inundare, programate și conduse de organe profesional competente.

De asemenea în toate cazurile, fundarea oricăror construcții pe depozite loessoide sensibile la umezire sau îmbunătățite se va face pe baza calculului terenului de fundare în condițiile arătate la capitolele anterioare.

ciclice sau a celor statice. După cum este și normal, deformațiile mari apar la primele încărcări, ele amortizîndu-se în timp (fig. 4.28). Astfel, creșterea gradului de compactare a pămîntului se poate produce pînă la o anumită limită denumită refuz.

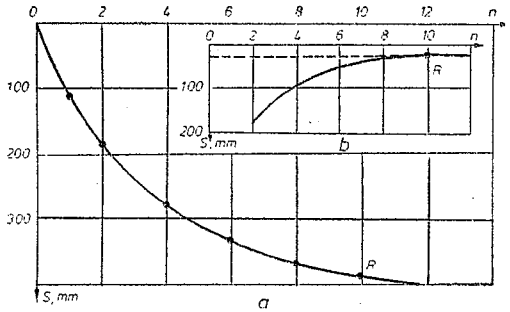


Fig. 4.28. Tasarea terenului funcție de numărul de lovituri (*a*) și de grupele de două lovituri (*b*). *R* — punctul de compactare la refuz.

S-a stabilit experimental că gradul de compactare depinde de umiditatea pămîntului care are o influență deosebită asupra noii structuri de rezistență formată prin compactare. Existența în pămînt a unei cantități optime de apă (apă de compactare) contribuie la o slăbire a rezistenței structurale inițiale, la eliminarea mai ușoară a aerului și la o mai ușoară reașezare a agregatelor și particulelor, servind drept unguent care favorizează deplasarea acestora.

Pentru fiecare tip de pămînt și pentru fiecare sistem de compactare există o anumită valoare a cantității optime de apă pentru realizarea compactității maxime a pămîntului (fig. 4.29).

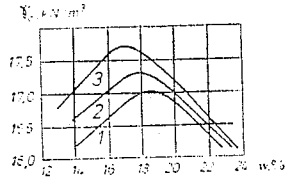


Fig. 4.29. Variația greutății volumice a scheletului depozitului loessoid funcție de umiditate și de lucrul mecanic specific [70]:
1 — pentru $\gamma_{d\ max}$=17kN/m³; w=18,5%; E_s=230 J/cm²;
2 — pentru $\gamma_{d\ max}$=17,3 kN/m³; w=16%; E_s=350 J/cm²;
3 — pentru $\gamma_{d\ max}$=17,8kN/m³; w=17%; E_s=670 J/cm².

Pentru compactarea pămînturilor argiloase cu cilindrii compresori, umiditatea optimă se ia $w_{op} \approx w_p$ iar pentru compactarea cu maiurile grele sau prin explozii, umiditatea optimă se ia $w_{op} = w_p - (1...3\%)$. În general această umiditate trebuie determinată în laborator sau *in situ* pentru fiecare caz în parte. Îndesarea maximă se produce la o oarecare adîncime (fig. 4.30); cu cît adîncimea crește, cu atît forțele de frecare dintre particule și inerția maselor împiedică compactarea eficace. În sens gravitațional, masa îndesată se îndeasă la un anumit nivel atît timp cît greutatea pămîntului de deasupra echilibrează undele de șoc ce se propagă în sus. Efectul de rezonanță al trepidațiilor mărește îndesarea în jos.

Randamentul compactării se poate mări nu prin creșterea bruscă a efortului de compactare (utilizarea de la început a unui mai greu

sau a unei înălțimi mari de cădere), ci prin sporirea treptată a efortului de compactare care mobilizează prin îndesare forțele de frecare, ceea ce împiedică înfoierea pămîntului în jurul maiului sau a cilindrului compresor (fig. 4.31), [154].

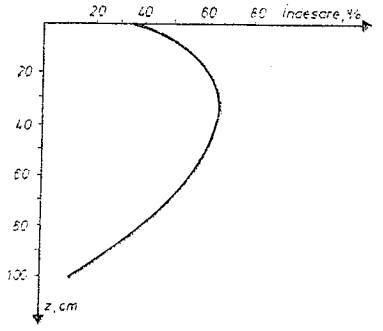


Fig. 4.30. Variația îndesării pămîntului pe adîncime [153].

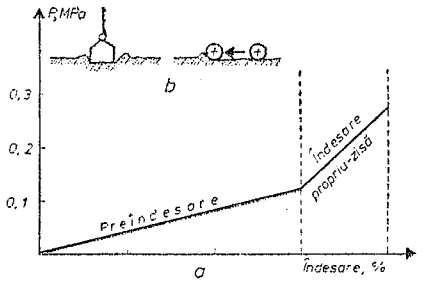


Fig. 4.31. Mărirea randamentului de compactare prin sporirea treptată a efortului de compactare [154].

Modulul de deformație, ca element de calcul al tasării probabile a terenului de fundare și al neuniformității sale, se determină de obicei *in situ* cu placa rigidă. Compresibilitatea pămîntului compactat depinde de umiditatea sa și de compactitatea sa. Variabilitatea compresibilității depozitelor loessoide compactate este determinată de gradul lor de compactare, de neuniformitatea structurii lor și de conținutul variabil de umiditate. Această variabilitate se poate determina cu relația:

$$\alpha_{el} = \frac{E_{max}}{E_{min}} = \frac{i_{max}}{i_{min}}.$$

Ținînd seama că umiditatea depozitelor loessoide compactate poate varia la umezirea lor doar cu 5—8% iar compactitatea pînă la 1,0 kN/m³, α_{el} poate varia în limitele [70]:

— perne de pămînt	1,4—1,6
— teren compactat cu maiuri grele	1,5—1,7
— teren compactat cu coloane de pămînt bătut	1,5—1,8.

Aprecierea proprietăților depozitelor loessoide compactate de a se tasa suplimentar se face pe cale indirectă, determinîndu-se gradul lor de compactare și umiditatea lor. Astfel, pentru o compactitate corespunzătoare greutății volumice în stare uscată de 15 kN/m³, depozitele loessoide se consideră sensibile la umezire, fiind afectate de deformații mai mari de 1% pentru umidități sub 14% (fig. 4.32).

Pentru compactități corespunzătoare greutății volumice de 16 kN/m³, pămîntul respectiv are deformații mai mari de 1% pentru umidități

de pămînt sensibil la umezire sau pe toată grosimea sa. Aceste metode constau din:

a) executarea unor perne din pămînt compactat cu maiuri grele;

b) executarea unor perne (saltele) cu aport de pămînt din proprie excavație sau adus, compactat cu maiuri mecanice sau cu utilaje terasiere;

c) compactarea de adîncime a pămîntului cu coloane de pămînt bătut sau cu coloane de balast vibrate;

d) compactarea prin preumezire prealabilă simplă sau asociată cu supraîncărcări sau cu explozii de adîncime sau de suprafață;

e) umezirea pe parcursul execuției construcțiilor;

f) străpungerea stratului de pămînt sensibil la umezire cu piloți de îndesare (prefabricați sau executați pe loc) sau cu piloți forați de diametru mare;

g) tratarea chimică sau termică a pămîntului prin silicatizare sau electrosilicatizare, respectiv prin coloane de pămînt ars.

Deși toate metodele arătate, cu excepția tratării termice, au fost experimentate pe pămînturile sensibile din țara noastră, cele de la pct. a, b, c și f s-au generalizat ca procedee pentru îmbunătățirea terenurilor de fundare formate din depozite loessoide. Tratarea chimică a fost utilizată pentru consolidarea terenurilor de fundare sub construcțiile existente. Procedeele actuale de îmbunătățire a pămînturilor sensibile la umezire prin preumezire (umezire prealabilă), care prezintă soluția cea mai economică și care au fost experimentate cu succes pe un poligon experimental din orașul Galați, prezintă încă rețineri din partea proiectanților în folosirea lor curentă, pentru a nu se modifica regimul hidrogeologic din zonă.

4.6.2. Caracteristicile de deformație și de rezistență

Terenurile de fundare formate din depozite loessoide sensibile la umezire care sînt îmbunătățite prin consolidarea lor cu ajutorul unuia din procedeele arătate mai înainte trebuie să se caracterizeze printr-o deformabilitate redusă, prin lipsa tasării suplimentare determinată de greutatea proprie a pămîntului și prin valori suficient de ridicate ale caracteristicilor de rezistență. Aceste noi proprietăți sînt imprimate pămîntului prin compactarea lui, determinată de deformarea sa provocată de încărcările dinamice ciclice (prin lovituri repetate) sau de cele statice (greutatea proprie a pămîntului sau supraîncărcarea).

Starea de eforturi creată în pămînt prin aplicarea încărcării lor ciclice se modifică constant, crescînd la încărcare și descrescînd în perioada dintre două cicluri de încărcare. Mărimea maximă a efortului

creat (de la cîteva mii la cîteva zeci de mii de MPa) apare în cazul compactării prin explozie a pămînturilor, la o viteză de propagare mergînd pînă la cîțiva kilometri pe secundă.

La compactarea mecanică, starea de eforturi atinge cifra de 0,5—4 MPa, în comparație cu 0,5—1 MPa în cazul utilizării mijloacelor rutiere de compactare; timpul de menținere a stării de eforturi pentru un ciclu de încărcare este de 0,008—0,01 s în primul caz, respectiv 0,1—0,4 s în cazul al doilea [70].

Procesul de compactare a depozitelor loessoide include două etape: distrugerea structurii existente și creerea noii structuri a pămîntului. Rezistența și stabilitatea structurii inițiale influențează mult asupra celei nou create. Cu cît rezistența structurală inițială este mai redusă, cu atît eficacitatea compactării pămîntului respectiv este mai mare. De exemplu, în cazul compactării în aceleași condiții a nisipurilor loessoide care dispun de o rezistență structurală redusă și respectiv a argilelor loessoide care dispun de rezistență structurală ridicată, se obține o adîncime și un grad de compactare mai mare în cazul primului tip de pămînt.

Deformația pămîntului în timpul compactării este de două tipuri: elastică și remanentă. Deformația elastică apare în timpul acțiunii încărcării ciclice și dispare între cicluri, ea fiind preponderentă față de cea remanentă. În cazul compactării cu încărcări statice, în procesul de preumezire a pămîntului, deformația remanentă apare ca deformație principală, cea elastică practic lipsind. Deformația remanentă sau plastică a pămîntului se dezvoltă ca urmare a modificării volumului și formei acestuia. Modificările de volum și formă sînt determinate mai întîi de deplasarea reciprocă a agregatelor, apoi a particulelor între ele.

Compactarea pămîntului în timpul acțiunii încărcării ciclice se realizează prin apropierea agregatelor și particulelor între ele. Această apropiere se obține prin comprimarea apei care se redistribuie în pămînt, uniformizînd umiditatea acestuia, prin eliminarea în exterior a unei părți de aer conținut în pămînt și prin comprimarea aerului rămas oclus în pămînt. Aerul oclus care se găsește sub presiune asigură o mai ușoară reașezare a agregatelor și particulelor de pămînt. Odată înlăturată încărcarea ciclică, aerul comprimat se dilată, contribuind astfel la fenomenul de revenire elastică a deformației pămîntului. Cealaltă parte a deformației elastice este asigurată de elasticitatea agregatelor și particulelor de pămînt comprimate, prin intermediul particulelor de apă.

Prin urmare, compactarea pămîntului apare ca rezultat al acumulării deformațiilor plastice (remanente) datorită acțiunii încărcărilor dinamice

pînă la 82%, iar pentru presiuni mai ridicate, aceasta rămîne aproape constantă și egală cu 82—84%.

Încercările la compresiune efectuate pe probe extrase din modelele saturate cu apă și care au fost centrifugate în prealabil au arătat că pămîntul respectiv nu mai capătă tasări suplimentare.

Aplicația 4.2. Se dă un model de pămînt de dimensiuni $10\times15\times10$ cm avînd $\gamma_d=13{,}5$ kN/m^3, cu umiditatea naturală de 12%. Umiditatea de saturație se consideră de 28%. Modelul va simula tasarea unei incinte cu suprafața de 25×25 m și grosimea pămîntului sensibil la umezire $H=20$ m. Aparatul centrifugal are următoarele caracteristici: $R=0{,}398$ m, $n=750$ rot/min.

Stabilizarea deformației modelului s-a produs după 40 min de rotație, deformația modelului reprezentînd 8,2 mm. În natură, la o perioadă de timp de $T_{0N}=30$ zile s-a produs o tasare suplimentară de 40 cm. Se cere determinarea tasării suplimentare din natură corespunzătoare tasării de 8,2 mm din model precum și timpul necesar de umezire pentru a atinge această tasare. De asemenea se va determina valoarea presiunii de consolidare din aparatul centrifugal la saturarea totală cu apă a probei.

Rezolvare

Cantitatea necesară de apă pentru umezirea pămîntului în natură se determină cu relația (5.118)

$$V_1=25\cdot25\cdot20=12\,500\ \text{m}^3$$

$$V_2=\frac{20}{3}(65\cdot65+25\cdot25+65\cdot25)=35\,020\ \text{m}^3$$

$$Q=\frac{(0{,}8\cdot2{,}8\cdot12)\cdot1{,}54}{100\cdot1}\left(12\,500+\frac{35\,020}{2}\right)=4\,849{,}62\ \text{m}^3\approx4\,850\ \text{m}^3.$$

Scara modelării, ținînd seama de numărul de rotații pe minut al mașinii de centrifugare, se determină cu relația (4.35)

$$n=\sqrt{\left(\frac{3{,}14\cdot750}{30}\right)^4\cdot\frac{0{,}398^2}{9{,}81^2}+1}=250.$$

Cantitatea de apă necesară umezirii modelului în fiecare perioadă va fi

$$q=\frac{Q}{n^3}=\frac{4\,850\,000}{250^2}=77{,}6\ \text{cm}^3.$$

Conform enunțului, tasarea modelului de 8,2 mm se realizează în 40 min. În natură această mărime a deformației va corespunde deformației pachetului de loess

$$I_{gN}=nI_{gM}=250\cdot8{,}20=2\,050\ \text{mm}=2{,}05\ \text{m}.$$

Durata perioadei în care în natură poate fi atinsă tasarea suplimentară $I_{gN}=2{,}05$ m se determină ținînd seama că *in situ* la o perioadă de timp de $T_{0N}=30$ zile s-a produs o tasare suplimentară de 40 cm. Pe model, acestei perioade de umezire îi corespunde o deformație $I_{gM}=40/250=0{,}16$ cm. Deformația modelului egală cu 0,16 cm corespunde perioadei de umezire $T_{0M}=10{,}5$ min, așa cum rezultă din curba de deformație a modelului funcție de timp.

Atunci durata procesului de tasare în natură, după relația (5.101), va fi

$$t_N=\frac{T_N}{T_M}\cdot t_M=\frac{30}{10{,}5/60\cdot24}\cdot\frac{40}{60\cdot24}=114{,}286\ \text{zile}.$$

Astfel, pentru ca în natură un pachet de loess sensibil la umezire de 20 m grosime să capete o deformație absolută de 2,05 m, este necesar să fie umezit timp de 3,8 luni.

Greutatea probei modelului este

$$G=V_M\left(\gamma_d+\frac{n\%}{100}\gamma_w\right)=0{,}10\cdot0{,}15\cdot0{,}10\cdot\left(13{,}50+\frac{28}{100}\cdot10\right)=0{,}02445\ \text{kN}.$$

Mărimea forței centrifuge de consolidare la turația de 250 rot/min conform relație (4.36) va fi

$$p=0{,}00112\cdot0{,}02445\cdot0{,}398\cdot(750)^2=6{,}131\ \text{kN}.$$

Presiunea de consolidare pe proba modelului va fi:

$$\sigma=\frac{p}{ab}=\frac{61{,}31}{15\cdot10}=0{,}409\ \text{MPa}.$$

4.6. Proprietățile de deformabilitate a depozitelor loessoide îmbunătățite

4.6.1. Generalități

Construcțiile ce se realizează pe terenuri formate din depozite loessoide, în funcție de presiunile transmise terenului de fundare, se pot împărți în trei grupe: construcții cu încărcări ușoare care transmit terenului de fundare presiuni $<0{,}05$ MPa, construcții cu încărcări medii la talpa fundației cuprinse între 0,05 și 0,2 MPa și construcții cu încărcări mari, peste 0,2 MPa. De obicei, construcțiile cu încărcări ușoare se realizează pe terenuri neîmbunătățite, adică pe pămînturi cu structură naturală, luîndu-se o serie de măsuri care să asigure, pe de o parte protecția terenului de fundare împotriva acțiunii apei care ar putea provoca tasări suplimentare mari, iar pe de altă parte să îmbunătățească structura construcției pentru preluarea unor eventuale tasări accidentale (prin prevederea de centuri din beton armat, armarea suplimentară a pereților, segmentarea construcției prin rosturi etc.).

În cazul celorlalte construcții care trebuie fundate pe pămînturi cu un grad ridicat de stabilitate la umezire, se iau măsuri de pregătire a terenurilor de fundare prin îmbunătățirea proprietăților lor fizico-mecanice. Această îmbunătățire constă în utilizarea unor metode care modifică structura pămîntului numai pe o porțiune a grosimii stratului

tară s-a produs, pentru această cantitate de apă, pînă la stabilizare. În perioada de timp respectivă, toată cantitatea de apă s-a infiltrat în pămînt.

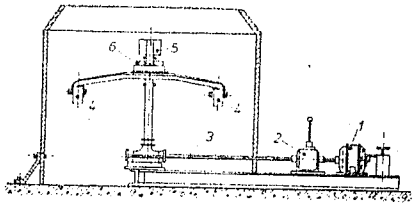


Fig. 4.26. Schema aparatului centrifugal mic [106]:
1 — electromotor; *2* — cutia de viteze; *3* — axul cardanic; *4* — tiparele probelor de pămînt; *5, 6* — aparate de înregistrare automată.

A doua etapă a constat din introducerea în săpătură a unei noi cantități de apă $Q=900$ m³, pentru a se determina tasarea suplimentară absolută a pachetului de loess.

Procesul de umezire succesivă s-a efectuat pînă la stabilizarea totală a tasărilor, ceea ce a permis determinarea tasării absolute totale prin umezirea pachetului de loess sensibil la umiditate.

Cantitatea de apă necesară modelului a fost redusă corespunzător pentru fiecare etapă

$$q=\frac{Q}{n^3}=33{,}3 \text{ cm}^3$$

unde n este scara modelării.

Această scară a fost determinată pentru frecvența de rotație a mașinii centrifuge $n=1\,000$ rot/min, conform relației [106]

$$\omega=\frac{g}{R}\sqrt[4]{n^2-1} \qquad (4.34)$$

din care rezultă

$$n=\sqrt{\left(\frac{N}{30}\right)^4\frac{R^2}{g^2}+1}=300 \qquad (4.35)$$

unde: $\omega=\frac{\pi N}{30}$ este viteza unghiulară de rotație a mașinii centrifuge, în rot/min;

R — distanța de la axul de rotație pînă la centrul de greutate al modelului, în cm;

g — accelerația forței de gravitație, în m/s².

Metoda de încercare a modelelor la aparatul centrifugal (fig. 4.26) constă în următoarele:

— modelul extras din monolitul de pămînt cu umiditatea naturală este introdus în cutia basculantă în jurul axului său orizontal și apoi este supus rotirii pentru a căpăta o așezare mai compactă a probei de

pămînt în dispozitiv. În această situație se semnalează o oarecare deformare a modelului;

— umezirea modelului se realizează prin intermediul vatei înmuiate în apă, efectuîndu-se totodată rotirea modelului din cutia basculantă a aparatului centrifugal;

— citirile de la indicator se fac la fiecare minut, prin oprirea aparatului din funcționare;

— se reintroduce din nou apa în model, după care se fac periodic citirile la indicator pînă la stabilizarea deformațiilor.

Încercarea la aparatul centrifugal se efectuează pînă cînd se atinge stabilizarea totală a deformațiilor, adică atunci cînd pentru o nouă doză de apă nu se mai produce nici un fel de deformație la centrifugarea modelului.

Pentru analiza variației gradului de tasare suplimentară a pămîntului din cutia basculantă la centrifugare, este necesar să se cunoască mărimea forței centrifuge de consolidare. Această mărime este dată de relația [2]

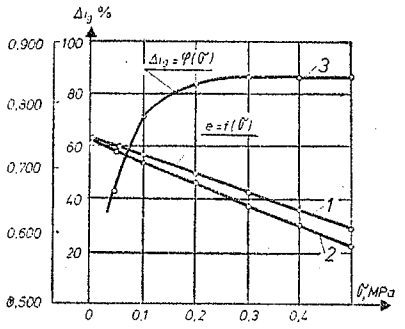


Fig. 4.27. Curbele de compresiune și curbele de variație a tasării suplimentare specifice, după centrifugare [2, 90]:
1 — curba e pentru pămîntul cu umiditatea naturală; *2* — idem pentru pămîntul saturat cu apă; *3* — variația tasării suplimentare specifice, în %, a pămîntului comprimat în centrifugă, în funcție de presiune.

$$P=\frac{Q}{3\,600\,g}4\pi^2N^2R, \text{ [kg]} \qquad (4.36)$$

unde: Q este greutatea modelului din pămînt;

R — distanța de la axul de rotație pînă la centrul de greutate al modelului, în m;

g — accelerația gravitației;

N — numărul de rotații pe minut al aparatului centrifugal.

Expresia (4.36) poate fi scrisă și sub forma:

$$p=0{,}001120RN^2. \qquad (4.37)$$

În fig. 4.27 [2] sînt prezentate variațiile indicelui porilor e, la probe extrase din model după centrifugare. De asemenea, este reprezentată prin curba *3* variația tasării suplimentare specifice i_g a probelor, pentru diferite valori ale presiunii realizate în aparatul centrifugal. Din alura curbei *3* se poate observa că, pînă la presiunea de 0,2 MPa, gradul de reducere a tasării suplimentare specifice crește monoton de la 42%

de unde:

$$t_M = \frac{1}{n^2} \cdot t_N. \tag{4.28}$$

Deci durata procesului de deformație a pământului, însoțită de acțiunea continuă a fluxului de filtrație în model, se va mări de n^2 ori.

Trebuie subliniat că, în cazul procesului de dizolvare a sărurilor și difuziei solului apos, la modelarea prin centrifugare, în vederea păstrării proprietăților pământului, este necesară păstrarea constantă a temperaturii modelului și identică cu cea *in situ*.

Problema modelării dizolvării și spălării sărurilor din pământ se reduce la modelarea solului apos din pământ și care se descrie prin ecuația lui Pick sub forma [2]

$$\frac{d\bar{c}}{dt} = D \frac{d^2\bar{c}}{dz^2} \tag{4.29}$$

unde: D este coeficientul de difuzie a sărurilor, raportat la unitatea de suprafață a secțiunii transversale a pământului, în cm/s;

$\bar{c}$ — concentrația sărurilor dizolvate, raportată la unitatea de volum a apei în g/cm^3, în momentul t.

Plecînd de la relația (4.29) se poate stabili criteriul de similitudine pentru procesul de difuzie, descriind acest proces în condițiile naturale prin relația

$$\frac{\partial \bar{c}_N}{\partial t_N} = D_N \frac{\partial^2 \bar{c}_N}{\partial z_N^2}. \tag{4.30}$$

Pentru a avea similitudine între procesul de difuzie în apa pământului din natură și din model, trebuie ca mărimile corespunzătoare din natură și model să se găsească în raport constant.

Astfel:

— pentru adîncimea h, incluzînd ordonata z

$$\alpha_N = \frac{h_N}{h_M};$$

— pentru coeficientul difuziei D

$$\alpha_D = \frac{D_N}{D_M};$$

— pentru concentrația sărurilor

$$\alpha_{\bar{c}} = \frac{\bar{c}_N}{\bar{c}_M};$$

— pentru timpul t

$$\alpha_t = \frac{t_N}{t_M}.$$

Dacă aceași parametri se introduc în relația (4.30) pentru a alcătui ecuația diferențială a procesului de difuzie în model, se obține

$$\frac{\alpha_{\bar{c}}}{\alpha_t} \cdot \frac{\partial \bar{c}_N}{\partial t_M} = \alpha_D D \frac{\alpha_{\bar{c}}^2}{\alpha_N^2} \frac{\partial^2 \bar{c}_M}{\partial z_M^2}; \tag{4.31}$$

Comparînd relația (4.31) cu relația (4.30) se poate observa că procesul de difuzie a soluției din model va fi la fel ca cel din natură, dacă parametrii de scară se vor găsi în raportul

$$\frac{\alpha_{\bar{c}}}{\alpha_t} = \alpha_D \frac{\alpha_{\bar{c}}^2}{\alpha_N^2}$$

sau

$$\frac{t_M}{t_N} = \frac{D_N \cdot \bar{c}_N^2 \cdot l_M^2}{D_M \cdot \bar{c}_M^2 \cdot l_M^2}, \tag{4.32}$$

Dacă la modelare se păstrează constante proprietățile pământului, temperatura și compoziția apei, se obține: $D_N = D_M$; $\bar{c}_N = \bar{c}_M$.

În acest caz, din relația (4.32) rezultă

$$\frac{t_M}{t_N} = \frac{l_M^2}{l_N^2} = \frac{\left(\frac{l_N^2}{n}\right)^2}{l_N^2} = \frac{1}{n^2} \tag{4.33}$$

sau

$$t_M = \frac{1}{n^2} \cdot t_N.$$

Relația (4.33) arată că durata procesului de dizolvare și spălare a sărurilor se mărește de n^2 ori în dispozitivul de centrifugare.

Cercetările experimentale efectuate la aparatul centrifugal [2] au simulat tasarea prin prăbușire a unui pachet de loess omogen, din grupa B, avînd grosimea $H = 30$ m, a cărui umezire s-a produs pe o suprafață de 30×30 m.

Umezirea în natură s-a efectuat periodic, prin umplerea săpăturii cu cantitatea de apă $Q = (30 \times 30 \times 1)\text{m}^3 = 900$ m^3 iar tasarea suplimen-

mentară apar sub acțiunea de durată a fluxului de apă infiltrată asupra pămîntului supus încărcărilor exterioare sau interioare, fie cu ele acționînd simultan. Tasarea suplimentară este determinată în primul rînd de starea naturală de eforturi, creată de acțiunea forței gravitaționale asupra pămîntului umezit. Se consideră tasare normală, tasarea pămîntului cu umiditate naturală sub acțiunea încărcărilor exterioare.

În procesul de tasare suplimentară a depozitelor loessoide sensibile la umezire, determinat de starea naturală de eforturi, o influență preponderentă o are atît greutatea proprie a pămîntului cît și apa acumulată, atunci cînd pămîntul este puternic umezit.

Greutatea proprie a pămîntului, în anumite condiții de umezire a depozitelor loessoide, poate produce modificarea proprietăților lor fizico-mecanice, ceea ce conduce la apariția tasării suplimentare.

De aceea, pentru modelarea în laborator a deformației depozitelor loessoide sensibile la umezire sub acțiunea sarcinii geologice, apare necesitatea creerii unui cîmp de eforturi în proba de pămînt care să fie similar cu cîmpul de gravitație.

În laborator însă, datorită dimensiunilor reduse ale probelor încercate în edometru, stabilometru sau în aparatul triaxial, acest cîmp de forțe nu poate fi creat. Aceasta face ca în aparatele clasice de încercare la compresiune, probele să fie supuse unor eforturi cu totul diferite ca mod de acționare, ceea ce conduce la obținerea unor rezultate întrucîtva diferite de cele rezultate *in situ*. Această diferență se poate explica prin denaturarea stării de eforturi din proba de pămînt. Neajunsul arătat poate fi înlăturat prin înlocuirea cîmpului de forțe gravitaționale cu o forță de inerție centrifugă, constantă în timp. Aceasta conduce la modelarea centrifugală în laborator a procesului de tasare suplimentară determinat numai de sarcina geologică sau și de încărcarea exterioară. Există aparate care sînt utilizate în prezent pe scară largă în multe laboratoare din străinătate. Pentru popularizarea acestui sistem de încercări, se va prezenta în continuare procedeul și rezultatele obținute pe probe de pămînt sensibil la umezire supuse centrifugării [2, 106].

Dacă se pune problema modelării tasării totale (absolute) a pachetului de loess de grosime H sub acțiunea greutății proprii, atunci condiția de identitate a eforturilor în diferite puncte ale mediului de pămînt conduce la relația

$$\gamma_N H = \gamma_M h = \gamma_M \frac{H}{n} \tag{4.22}$$

de unde:

$$\gamma_M = n\gamma_N. \tag{4.23}$$

Simbolurile N și M se referă la starea în natură (*in situ*) și respectiv în model.

Relația (4.22) arată că modelarea procesului de deformație a pămîntului sub acțiunea sarcinii geologice, prin păstrarea proprietăților pămîntului în model similare celor *in situ*, nu se poate realiza decît prin mărirea greutății volumice a pămîntului din model, de atîtea ori de cîte ori este mai mică înălțimea probei modelului față de grosimea pachetului de pămînt *in situ*.

Fenomenele de tasare suplimentară determinate de fluxul de apă infiltrată în pămîntul sensibil la umezire se produc de asemenea sub acțiunea cîmpului de forțe gravitaționale, prin dizolvarea și îndepărtarea sărurilor din pămînt. La modelarea în centrifugă a tasării suplimentare, trebuie acordată o atenție celor două procese: procesului de infiltrație a apei precum și procesului de dizolvare a sărurilor și difuziei solului apos format în fluxul de infiltrație.

La modelare se impune păstrarea constantă a numărului Reynolds, adică:

$$\mathrm{Re} = \frac{vd}{\nu} = \text{const} \tag{4.24}$$

unde: v este viteza de infiltrație a apei;
d — diametrul particulei caracteristice (se admite d_{10});
ν — vîscozitatea cinematică a apei.

Punînd ipoteza păstrării în model a proprietăților pămîntului constante, rezultă

$$d_N = d_M \text{ și } v_N = v_M.$$

Condiția de modelare a fluxului de apă, conform legii lui Darcy, va avea forma

$$v = \text{const}$$

sau

$$v_M = K\frac{\Delta H}{\frac{l}{n}} = nK\cdot\frac{\Delta H}{l} \tag{4.25}$$

de aici rezultă

$$v_M = nv_N \tag{4.26}$$

ceea ce arată că în model viteza fluxului de apă trebuie mărită de atîtea ori de cîte ori înălțimea modelului este mai mică decît grosimea pachetului pămîntului sensibil, *in situ*.

În stadiul staționar de filtrație va avea loc relația

$$t_M = \frac{l_M}{v_M} = \frac{\frac{1}{n}l_N}{n\cdot v_N} = \frac{1}{n^2}\cdot\frac{l_N}{v_N} \tag{4.27}$$

Proba încercată în celula aparatului triaxial a fost supusă inundării prin placa poroasă de la baza probei de pămînt, permițîndu-se evacuarea aerului oclus, sub un gradient slab de sucțiune, prin placa poroasă superioară aflată la comunicarea cu exteriorul. Încercările au fost efectu-

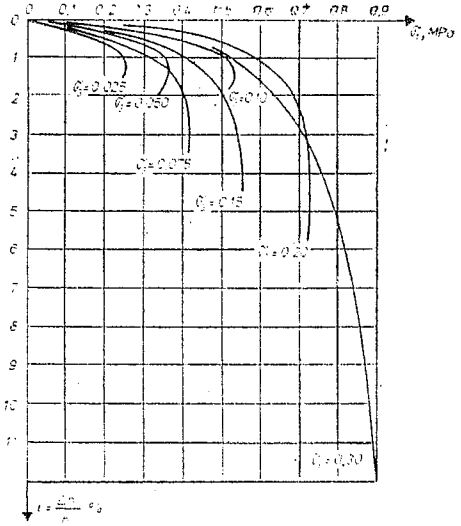


Fig. 4.23. Variația deformației specifice funcție de efortul unitar principal σ_1 la probele de pămînt cu umiditatea naturală, pentru loessul din cartierul Dunărea—Galați [131, 171].

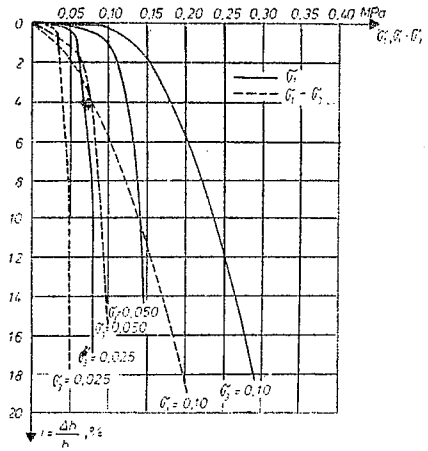


Fig. 4.24. Variația deformației specifice funcție de efortul unitar principal σ_1 și de deviatorul $\sigma_1-\sigma_3$ la probele de pămînt saturate cu apă, pentru loessul din cartierul Dunărea—Galați [131, 171].

ate la o viteză foarte mică (o avansare de 10 mm în 21 h 48′ 27″) astfel încît presiunea apei din pori a putut fi considerată egală cu zero. Și în acest caz variația deformațiilor specifice pentru diferite presiuni în celulă ($\sigma_2=\sigma_3$) a fost stabilită în funcție de deviatorul ($\sigma_1-\sigma_3$) (fig. 4.24), de raportul eforturilor unitare principale σ_1/σ_3 (fig. 4.25), precum și de efortul unitar principal maxim σ_1 (fig. 4.24).

Pa baza datelor obținute, au putut fi determinate curbele de variație ale deformației specifice i_z pentru starea naturală de eforturi pe adîncime, atît pentru pămîntul cu umiditate naturală cît și pentru pămîntul saturat cu apă (v. fig. 4.5).

Datele obținute la aparatul triaxial prin încercările loessului din microraionul 20, cartierul Dunărea, au permis să se determine și celelalte caracteristici de deformabilitate ale loessului de Galați cum ar fi coeficientul lui Poisson ν, modulul de deformație E și deformația de volum specifică ε_v.

Rezultatele încercărilor au evidențiat caracterul neliniar de deformare a loessului de Galați sub acțiunea încărcării aplicate, în special pentru starea umedă, precum și influența efortului sferic asupra mărimii deformației verticale a probelor de pămînt, așa cum rezultă din curbele de variație $i-\sigma$. Pe baza acestor încercări s-au putut determina valorile caracteristicilor de deformabilitate α și β, valoarea tasării suplimentare absolute precum și cea a presiunii critice [32, 131].

Concluziile trase confirmă posibilitatea utilizării relației (4.5) la calculul tasării suplimentare specifice a loessurilor și pămînturilor loessoide.

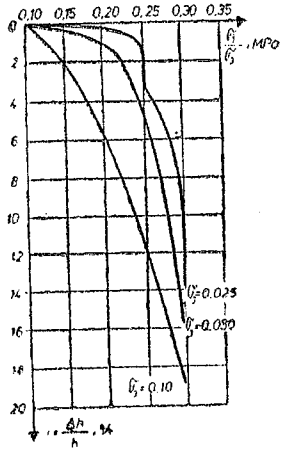


Fig. 4.25. Variația deformației specifice funcție de σ_1/σ_3 la probele de pămînt saturate cu apă pentru loessul din cartierul Dunărea—Galați [131, 171].

4.5.2.3. **Parametrul lui Habib.** La efectuarea încercărilor la aparatul triaxial, de o deosebită importanță apare influența efortului unitar principal intermediar ($\sigma_1>\sigma_2>\sigma_3$) asupra deformației depozitelor loessoide umezite care poate fi studiată cu ajutorul parametrului lui Habib. Acest parametru caracterizează mărimea relativă a efortului unitar principal intermediar și se exprimă prin relația [90]

$$\chi=\frac{\sigma_2-\sigma_3}{\sigma_1-\sigma_3} \qquad (4.21)$$

unde: $0<\chi<1$.

Pentru $\chi=0$ și $\sigma_2=\sigma_3$ se obține condiția comprimării triaxiale iar pentru $\chi=1$ și $\sigma_1=\sigma_2$ se obține condiția dilatării triaxiale. Aceste încercări se fac pentru valoarea constantă a parametrului χ.

Aparatele speciale existente în prezent pe plan mondial permit aplicarea unor valori diferite a celor trei eforturi unitare principale ($\sigma_1\neq\sigma_2\neq\sigma_3$) asupra probei de pămînt, interpretarea rezultatelor putîndu-se face pe baza relației (4.21). În străinătate, asemenea aparaturi sînt deja utilizate cu succes la studiul pămînturilor în vederea determinării unor caracteristici de rezistență.

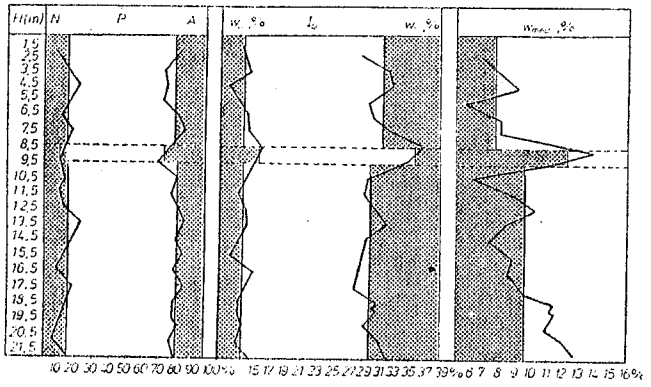
4.5.3. Compresiune în cîmp gravitațional simulat

După cum s-a mai arătat, prin umezirea depozitelor loessoide apar două feluri de deformații ale pămîntului, și anume: tasarea suplimentară și tasarea normală.

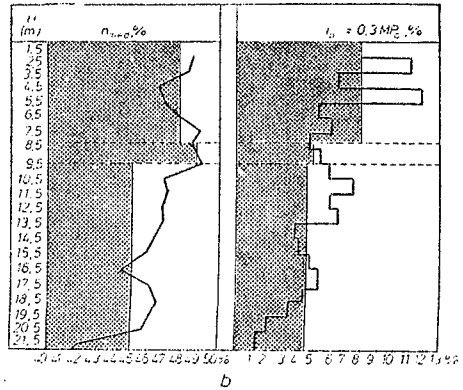
Tasarea suplimentară poate fi produsă atît de greutatea proprie a pămîntului cît și de încărcarea exterioară. Formele de tasare supli-

dispozitive speciale pentru: compensarea presiunii din celulă (presiune laterală) în vederea menținerii ei la valoarea constantă, măsurarea volumului de apă drenat prin probă și obținerea de 25 valori pentru viteza de forfecare a probei.

La acest tip de încercări au fost folosite probe de loess cilindrice, având diametrul de 36 mm și înălțimea de 80 mm. Probele pentru încercare au fost confecționate din monoliți extrași de la orizonturile —2,5 m și —7,5 m. Probelor extrase din monolitul de la orizontul de —2,5 m li s-au aplicat în timpul încercărilor presiuni laterale $\sigma_2=\sigma_3=0{,}025$; 0,050; 0,075; 0,1; 0,2 și 0,3 MPa iar probelor din monolitul orizontului de la —7,5 m, li s-au aplicat presiunile $\sigma_2=\sigma_3=0{,}075$; 0,15; 0,20 și



a



b

Fig. 4.20. Variația indicilor geotehnici pe adîncime în cartierul Dunărea—Galați:
a — granulozitatea; w_p %; i_p; w_L % și w_{med} %; *b*—n_{med} %; i_p=0,3 MPa.

0,25 MPa [131, 171]. Probele au fost încercate fără o consolidare prealabilă, cu posibilități de drenare la o viteză de 10 mm în 5 h 3′ 25″.

Rezultatele încercărilor de laborator privind variația pe adîncime a principalilor indici geotehnici ai loessului de Galați sensibil la umezire sînt redate în fig. 4.20.

În scopul determinării caracteristicilor de deformație a probelor supuse compresiunii triaxiale sub diferite stări de eforturi, în timpul încercărilor s-au urmărit deformațiile verticale pe baza cărora au fost stabilite deformațiile specifice $\varepsilon_1=\frac{\Delta h}{h}$, %. Au fost determinate de asemenea variațiile deformației specifice funcție de deviatorul $\sigma_1-\sigma_3$ (fig. 4.21), de raportul σ_1/σ_3 (fig. 4.22) și de efortul unitar principal σ_1 (fig. 4.23), luîndu-se în toate cazurile ca parametru efortul unitar minim $\sigma_2=\sigma_3$, [171].

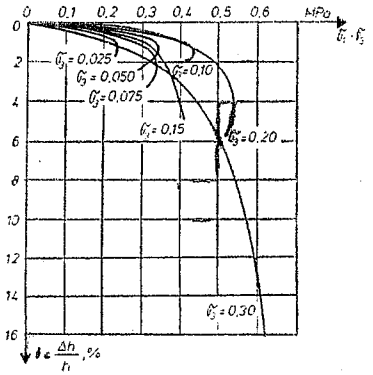


Fig. 4.21. Variația deformației specifice funcție de deviatorul $\sigma_1-\sigma_3$ la probele de pămînt cu umiditatea naturală pentru loessul din cartierul Dunărea—Galați [131, 171].

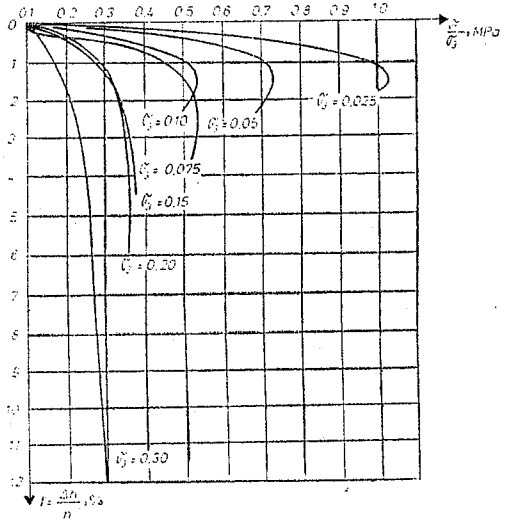


Fig. 4.22. Variația deformației specifice funcție de raportul σ_1/σ_3 la probele de pămînt cu umiditatea naturală, pentru loessul din cartierul Dunărea—Galați [131, 171].

Încercările de compresiune triaxială, în condițiile de saturare cu apă a probelor de loess, au fost efectuate pe un set de trei probe confecționate dintr-un monolit recoltat de la cota —7,50 m, probele avînd diametrul de 50 mm și înălțimea de 100 mm.

mult pe cele verticale, de circa 2 ori în cazul probelor cu umiditate naturală și de circa 2 — 10 ori în cazul probelor saturate cu apă, deși presiunile pe cele trei direcții principale erau egale.

O atenție deosebită trebuie acordată modului de transmitere a încărcărilor de la suprafața probei de pămînt spre mijlocul masei ei. Se observă în general o neuniformitate în distribuția eforturilor de la periferie spre centrul probei care se accentuează în special la probele de pămînt saturate cu apă. Datorită acestei particularități, în probele de pămînt încărcate cu încăreări hidrostatice apar, pe lîngă eforturile unitare normale, așa-zisele eforturi unitare tangențiale interioare care produc un spor al deformației probelor încercate.

Atunci cînd la încercarea depozitelor loessoide efortul unitar principal σ_1 este mărit, în timp ce eforturile unitare principale $\sigma_2 = \sigma_3$ sînt menținute constante, în probă apar atît eforturile unitare normale cît și cele tangențiale (τ_{max}), ultimele determinîndu-se cu relația

$$\tau_{max} = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \qquad (4.20)$$

unde: σ_1 este efortul unitar principal maxim;
σ_3 — efortul unitar principal minim.

După cum se cunoaște, rezistența pămîntului este definită de capacitatea acestuia de a rezista la acțiunea unor eforturi unitare, tangențiale. Odată atinsă limita rezistenței sub acțiunea acestor eforturi unitare, pămîntul se distruge. Deci rezistența la forfecare caracterizează starea limită a materialului studiat. Însă factorii care determină rezistența pămîntului au în acest timp un rol important în producerea deformației pămîntului, adică determină o a doua stare limită. Legat de aceasta, o deosebită importanță, o reprezintă valoarea deformației specifice prin comprimare i_1, obținută pe probele extrase din depozitele loessoide și încercate în stabilometru, datorită deviatorului de eforturi unitare prezentat de diferența dintre eforturile unitare principale ($\sigma_1 - \sigma_3$). Influența acestui deviator asupra deformației longitudinale este

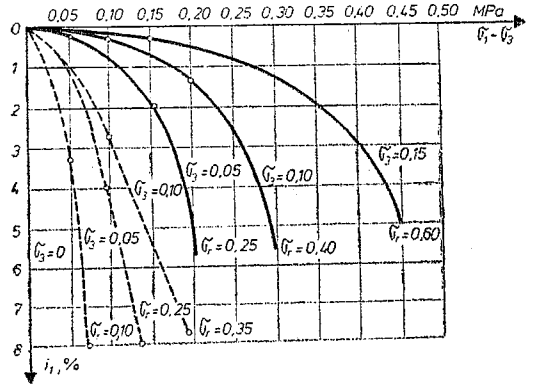


Fig. 4.18. Curbe de variație a deformației verticale specifice i_1 în funcție de diferența eforturilor unitare principale ($\sigma_1 - \sigma_3$) [58]:
——— proba de pămînt cu umiditatea naturală;
— — — proba de pămînt saturată cu apă.

prezentată în fig. 4.18 atît pentru probele de pămînt cu umiditate naturală cît și pentru cele saturate cu apă. Din graficul dat în fig. 4.18 se observă că pentru pămîntul cu umiditate naturală, diferența de eforturi unitare principale începe să influențeze asupra deformației longitudinale de la valori care depășesc 0,05 MPa. Pentru probele saturate cu apă, această influență se manifestă chiar de la începutul încercării, datorită instabilității structurii depunerii loessoide sub acțiunea apei. Pe măsura creșterii diferenței dintre eforturile unitare principale ($\sigma_1 - \sigma_3$), structura începe să se distrugă intens iar deformațiile de compresiune cu dilatare laterală parțial împiedicată cresc rapid. Datele din fig. 4.18 au scos în evidență atît influența activă a eforturilor unitare tangențiale, determinate de cîmpul exterior de forțe asupra deformabilității pămîntului, cît și rolul activ al deformațiilor normale. Cel de-al doilea efect a fost evidențiat prin reducerea deformabilității pămîntului, odată cu creșterea comprimării hidrostatice inițiale a probei de pămînt.

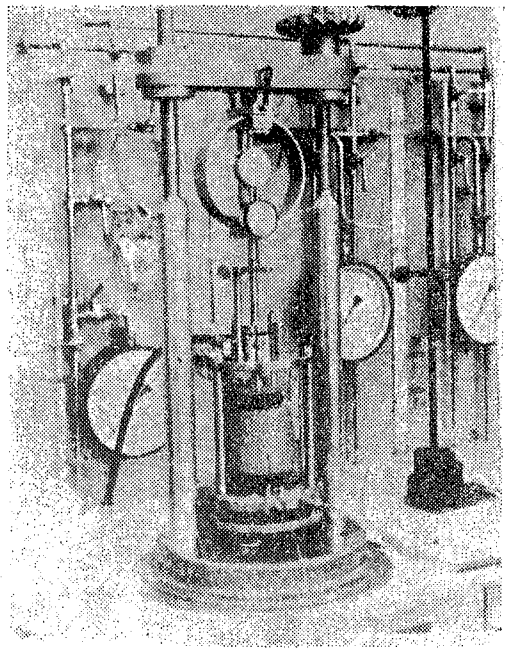


Fig. 4.19. Aparatul de compresiune triaxială tip GEONOR.

În cazul comprimării hidrostatice a probelor, s-a observat că acestea se comprimau pe direcția longitudinală și transversală, în timp ce probele supuse efortului unitar σ_1 crescător, pentru $\sigma_2 = \sigma_3 = \text{const}$, se comprimau pe direcție longitudinală și se dilatau pe direcție transversală.

În țara noastră, una din încercările efectuate se referă la comportarea loessului de Galați în stare naturală sau saturată cu apă, în condițiile comprimării triaxiale.

Determinarea caracteristicilor de deformabilitate ale probelor de loess confecționate din monoliți (40×40×40 cm) recoltați dintr-un puț de explorare amplasat pe poligonul de cercetare în microraionul 20 din cartierul Dunărea-Galați, s-a efectuat la aparatul triaxial de fabricație norvegiană tip GEONOR (fig. 4.18), [131, 171]. Acesta era echipat cu

— stabilirea limitelor de variație ale caracteristicilor de deformabilitate ale probelor (E și ν), funcție de comprimarea laterală;

— obținerea datelor cu privire la modificarea volumului probelor de pămînt în funcție de diferitele stări de eforturi, stabilirea condițiilor de apariție a deformațiilor plastice, modificarea formei probei fără modificarea volumului ei, precum și modificarea mărimii și caracterul deformațiilor remanente (dilatare sau contracție) care se produc odată cu modificarea formei și a volumului probei de pămînt;

— legarea deformabilității probei de pămînt de ruperea ei care determină rezistența pămîntului încercat.

4.5.2.2. **Rezultatele încercării probelor extrase din depozitele loessoide.** Pentru exemplificarea metodologiei de lucru la aparatul triaxial, vor fi prezentate în continuare rezultatele unor încercări ale depozitelor loessoide la aparatul triaxial efectuate atît în străinătate [58] cît și la noi în țară [171]. Datorită complexității încercărilor, în lucrarea [58] nu s-a putut face un studiu complet, acesta trebuind să fie limitat de o serie de condiții. Astfel, valoarea efortului unitar principal mediu σ_2 a fost luată în toate încercările egală cu valoarea efortului unitar principal minim σ_3.

În felul acesta, la comprimarea probei de pămînt a fost variată presiunea laterală la fiecare încercare. În acest caz, efortul unitar principal σ_1 a fost mărit în mod treptat de la valoarea egală cu presiunea laterală ($\sigma_1=\sigma_2=\sigma_3$), pînă la valoarea la care se produce ruperea.

Au fost astfel executate o serie de încercări în stabilometru pe diferite probe de pămînt și în diferite stări (cu umiditate naturală și saturate cu apă), cu posibilități de măsurare a deformațiilor longitudinale și transversale, folosindu-se probe cilindrice de 12 cm înălțime [58].

La efectuarea studiului depozitelor loessoide încercate în stabilometru au fost realizate și o serie de încercări în paralel pe probe de 20 mm grosime, comprimate în condițiile deformării laterale împiedicate (în edometru) pentru a se vedea influența frecării probelor cu membrana de cauciuc a stabilometrului. În tabelul 4.3 se pot vedea atît caracteristicile fizice ale pămîntului încercat cît și rezultatele celor două tipuri de încercări ale căror valori diferă între ele pînă la 17%.

Metoda de încercare la acest studiu a fost următoarea:

— proba netulburată de pămînt cu umiditate naturală, introdusă în stabilometru, a fost supusă la o presiune laterală de 0,05 MPa pînă la stabilizarea deformațiilor,

— umezirea probei încercate pentru a o aduce la saturație a fost efectuată sub acțiunea presiunii laterale de 0,05 MPa;

— aplicarea presiunilor pe cele trei direcții s-a efectuat în trepte de 0,05—0,1 MPa pînă la presiunea considerată, după care presiunea

Tabelul 4.3

Rezultatele încercării probelor de pămînt în edometru și stabilometru

Nr. probei	Dispozitiv de încercare	Înălțimea probei, cm	w %	n %	σ_1 MPa	Tasarea specifică $i_1=\frac{\Delta h}{h}$ [%]
1	Edometru	2	11,2	47	0,15	8,76
2		2	10,1	47	0,15	7,23
3		2	7,6	47	0,30	10,39
4		2	9,5	46	0,30	9,31
5	Stabilometru	12	10,7	47	0,15	7,3
6		12	10,9	47	0,15	7,7
7		12	10,2	47	0,30	9,5
8		12	8,9	46	0,30	9,6

verticală s-a aplicat în continuare cu aceleași trepte pînă la ruperea probei de pămînt.

La asemenea încercări se impune ca una din treptele verticale să reprezinte sarcina geologică de la nivelul recoltării probei de pămînt respective. De asemenea, treapta de presiune laterală trebuie să fie luată aproximativ egală cu presiunea laterală corespunzătoare celei produse de sarcina geologică la nivelul de recoltare a probei.

Se consideră ca moment al ruperii probei de pămînt, momentul în care apar deformațiile nestabilizate în sens vertical și lateral.

Au fost astfel efectuate încercări după metodica expusă la care presiunea laterală a variat între 0 și 0,15 MPa. De asemenea, au fost efectuate la început și cîteva încercări cu comprimarea egală pe cele trei direcții (presiune hidrostatică) a probelor cu umiditate naturală cît și a celor saturate cu apă, variind presiunea pînă la 0,3 MPa.

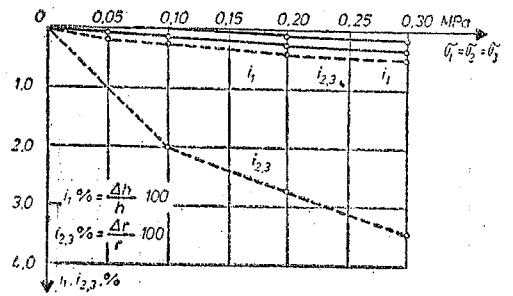


Fig. 4.17. Deformația specifică a probei sub acțiunea încărcării hidrostatice [58]: ——— proba de pămînt cu umiditatea naturală; — — — proba saturată cu apă.

Pentru acest caz, din teoria elasticității se cunoaște că încărcarea exterioară hidrostatică produce numai eforturi unitare normale, cele tangențiale fiind nule. Rezultatele acestor încercări prezentate în fig. 4.17 [58] au arătat că deformațiile specifice laterale au depășit

4.5.2. Compresiune cu dilatare laterală parțial împiedicată

4.5.2.1. **Principii de încercare.** În vederea înlăturării neajunsurilor care apar la încercarea pămînturilor cu aparatura de compresiune cu dilatare laterală împiedicată (edometrică), în ultima perioadă de timp s-a trecut — însă destul de timid — la utilizarea aparatelor de compresiune triaxială pentru studiul depozitelor loessoide (fig. 4.16). Asemenea aparate permit crearea în probele de pămînt a unei stări de eforturi apropiate de cele ce se produc în natură, în masivele de pămînt sensibile la umezire.

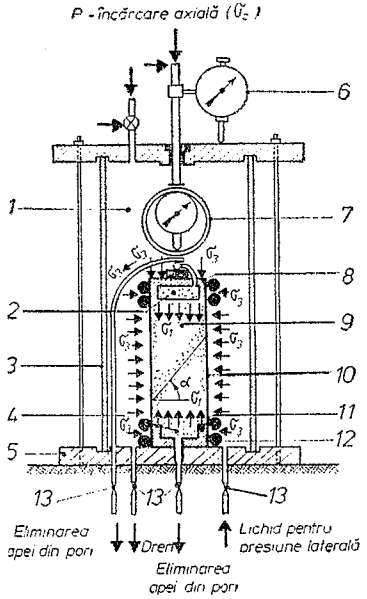


Fig. 4.16. Schema aparatului de compresiune triaxială:
1 — cameră de presiune laterală; *2* — disc poros; *3* — cilindru transparent; *4* — placă poroasă; *5* — placă de bază; *6* — microcomparator pentru deformație; *7* — inel dinamometric cu microcomparator; *8* — placă superioară; *9* — proba de pămînt; *10* — membrană de cauciuc; *11* — placă inferioară; *12* — cordon de cauciuc; *13* — ventil.

Pentru stabilirea caracteristicilor de deformabilitate a depozitelor loessoide cu umiditate constantă, supuse unei stări de eforturi variabile, în limitele valorilor practic determinate de greutatea construcțiilor, s-au efectuat încercări relativ restrînse ca număr, atît la noi în țară cît și în străinătate.

Pentru stabilirea caracteristicilor relației efort unitar-deformație la încercările efectuate cu aparatul de compresiune triaxială, se utilizează tipurile de încărcări din tabelul 4.2 în care este redat și drumul solicitărilor exprimat de relația efort sferic-efort deviator ($p - q$), [49].

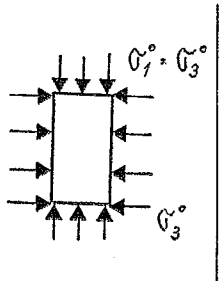
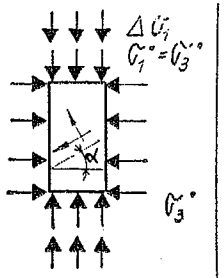
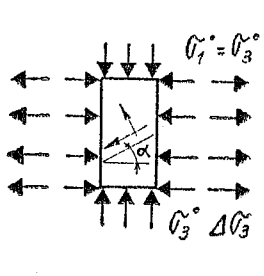
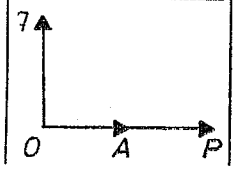
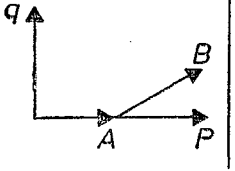
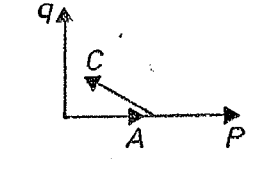
În general, la studierea depozitelor loessoide cu ajutorul aparatului de compresiune triaxială se urmărește rezolvarea următoarelor probleme:

— stabilirea influenței eforturilor unitare normale și tangențiale, create de încărcarea exterioară, asupra mărimii și direcției deformațiilor liniare și de volum ale probelor de pămînt;

— determinarea dependenței dintre deformațiile în direcția acțiunii efortului unitar principal maxim (σ_1) sau în direcția celorlalte două eforturi unitare principale (σ_2, σ_3) și mărimea efortului unitar principal maxim (σ_1);

Tabelul 4.2

Tipurile de încercări folosite la aparatul de compresiune triaxială

Metoda	Tipul încercării	Compresiune hidrostatică	Triaxial cu încărcare axială	Triaxial cu descărcare laterală
—	Schema de solicitare			
I	Efortul sferic $p=\frac{\sigma_1+2\sigma_3}{3}$	σ_3^0	$\sigma_3^0+\frac{\Delta\sigma_1}{3}$	$\sigma_3^0-\frac{2\Delta\sigma_3}{3}$
	Efortul deviator $q=\frac{2}{3}(\sigma_1-\sigma_3)$	0	$\frac{2\Delta\sigma_1}{3}$	$\frac{2\Delta\sigma_3}{3}$
II	Efortul sferic $p=\frac{\sigma_1+\sigma_3}{2}$	σ_3^0	$\sigma_3^0+\frac{\Delta\sigma_1}{2}$	$\sigma_3^0-\frac{\Delta\sigma_3}{2}$
	Efortul deviator $q=\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2}$	0	$\frac{\Delta\sigma_1}{2}$	$\frac{\Delta\sigma_3}{2}$
—	Drumul de efort după Lambe, pentru cazul II			

OA — Compresiune hidrostatică.
AB — Forfecare în aparatul triaxial prin încărcare.
AC — Idem prin descărcare.

Deoarece tasarea suplimentară are un caracter dinamic de tip cascadă, reprezentat în diagrama din fig. 4.1, în fiecare interval de timp distinct se produce distrugerea echilibrului dintre forțele superioare active și cele inferioare pasive ale stratului de pământ i, ceea ce este echivalent cu scoaterea de sub încărcare a stratului analizat. Prin urmare, fiecare din aceste straturi își va pierde echilibrul nu numai de la încărcările exterioare dar și de la straturile așezate dedesubt unde se produc fenomenele similare de tasare. În această situație, procesul de tasare suplimentară totală, în cazul modelării în dispozitivele de compresiune cu deformare laterală împiedicată, corespunde condiției încărcărilor și descărcărilor succesive care influențează asupra mărimii efortului dat; dar ciclurile similare ale acțiunii exterioare, după cum este știut, conduc la o reașezare suplimentară a particulelor fazei solide a pământului și, evident, la un spor de tasare suplimentară.

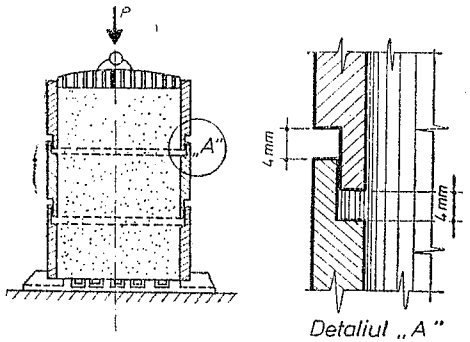


Fig. 4.14. Dispozitiv edometric format din mai multe inele prinse în falț.

Încercările făcute în acest sens [67] pe baza unei scheme de încărcări similare, după terminarea umezirii și dezvoltării tasării suplimentare au arătat că în cazul încărcării și descărcării ciclice a probelor de pământ, tasarea suplimentară crește cu circa 10% față de tasarea suplimentară totală, obținută prin încărcarea efectuată conform normativelor în vigoare, pentru acțiuni corespunzătoare.

O îmbunătățire adusă în practica determinării în laborator a curbei $i-\sigma$ cu ajutorul aparatelor de compresiune cu dilatare laterală împiedicată este asigurată prin folosirea metodei de încercare care înlătură influența neomogenității pământului ce apare la folosirea mai multor probe de pământ încercate în paralel. Metoda propusă în lucrările [56, 69] reprezintă o îmbinare a metodei celor două curbe, la care se folosesc cele două segmente de curbă, unul determinat pentru proba cu umiditate naturală, iar celălalt segment al curbei, determinat pentru aceeași probă dar saturată cu apă.

Determinarea tasării suplimentare specifice a depozitelor loessoide sensibile la umezire prin metoda simplificată [69] constă în încercarea unei singure probe de pământ supusă unor încărcări de compresiune crescătoare, avînd treptele cuprinse între 0,05 MPa și valoarea încărcării

dată de sarcina geologică σ_g; limita superioară nu va fi însă mai mică de 0,100 MPa.

După stabilizarea tasării la ultima treaptă, proba se umezește. Apoi, după producerea tasării suplimentare determinată de umezirea probei încărcate și după stabilizarea tasării, se continuă încărcarea în trepte de 0,05 MPa sub o permanentă umezire a probei, cu stabilizări ale tasării la fiecare treaptă de încărcare, pînă la încărcarea finală de 0,3 MPa.

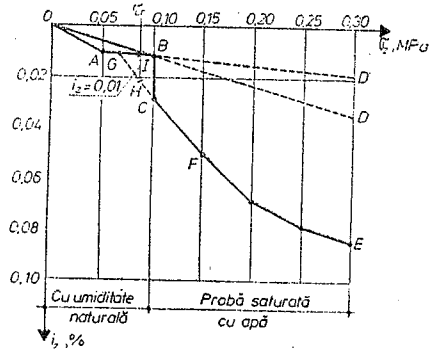


Fig. 4.15. Curba de compresiune-tasare (la edometru) trasată după metoda simplificată.

Pe baza datelor obținute se construiește graficul celor două segmente de curbă ca în fig. 4.15:

— segmentul de curbă OAB reprezintă variația deformației specifice $i_z(w_0)$ a probei de pământ la umiditatea naturală;

— segmentul BC reprezintă variația tasării suplimentare $i_z(w_s)$ a pământului saturat cu apă sub sarcina geologică, în stratul din care s-a recoltat proba încercată, sau sub presiunea apropiată de cea critică;

— segmentul CFE reprezintă comprimarea probei de pământ în stare saturată, pentru încărcări mai mari decît sarcina geologică.

Se efectuează apoi extrapolarea rezultatelor încercării prin unirea punctelor OB cu o dreaptă care se prelungește pînă în punctul D și care reprezintă variația tasării pământului în stare naturală. Dacă punctul A se găsește sub linia OB, atunci prelungirea liniei se face în continuarea segmentului AB pînă în punctul D. De asemenea, curba CFE se extrapolează în continuarea segmentului FC, pînă în punctul G unde intersectează segmentul AB.

Valoarea tasării suplimentare specifice i_z=0,01 (1%) corespunde unei presiuni denumită presiunea critică (p_{cr}, σ_{cr}) care este definită de segmentul HI cuprins între segmentul AB și GC.

Tasarea suplimentară specifică pentru diferite presiuni se determină pe grafic ca diferență între tasările specifice de pe curbele $GCFE$ și OBD, respectiv ABD'.

Aplicarea acestei metode la un număr de circa 330 probe recoltate de pe o întinsă suprafață de teren euro-asiatică [69] a permis stabilirea următoarelor abateri ale tasării suplimentare specifice:

0% pentru 28% din cazuri; + 0,5% pentru 58% din cazuri;
+ 1% pentru 80% din cazuri; + 2% pentru 9% din cazuri.

mai atunci cînd deformația specifică variază direct proporțional cu creșterea încărcării, adică numai în cazul materialelor cu comportare elastică.

Sub acțiunea greutății proprii, procesul de tasare în natură este determinat de un cîmp de forțe gravitaționale care se poate realiza în condiții de similitudine doar în dispozitive centrifugale.

În ceea ce privește al doilea tip de încărcări, date de construcție, acestea se manifestă numai în limitele zonei active, considerată ca avînd adîncimea de circa $(1...1,5)b$ sub talpa fundației. În aceste limite, eforturile date de sarcina geologică sînt însă reduse. Pentru această acțiune este posibilă folosirea în condiții satisfăcătoare a actualelor dispozitive de compresiune (edometrele) existente în laboratoarele geotehnice. Dar și aici este necesar să se facă anumite considerații asupra domeniului în care se poate folosi aparatura existentă, dacă se ține seama de faza stării de tensiune a pămîntului cercetat, sub acțiunea încărcării respective.

După cum s-a mai arătat, în terenul de fundare solicitat de încărcări transmise de fundațiile construcției, pot să apară trei faze ale deformării: compactarea prin reducerea porozității, lunecările și distrugerea structurii pămîntului. Prima fază corespunde reducerii porozității pămîntului sub acțiunea încărcărilor crescătoare de compresiune și prezintă un caracter de deformare liniară.

Faza a doua apare odată cu distrugerea legăturilor structurale și a contactelor dintre particulele scheletului și ea determină lunecări care produc o reașezare a particulelor de pămînt. Deformația corespunzătoare acestei faze prezintă un caracter neliniar.

Faza a treia apare ca limită critică a capacității portante la care se produce completa distrugere a echilibrului mediului de pămînt, prin apariția suprafețelor curbe de lunecare.

Analizînd cele trei faze de deformare sub aspectul reproducerii lor în aparatura de compresiune utilizată actualmente în laboratoarele geotehnice, se pot trage următoarele concluzii:

— prima fază, care conduce la reducerea porozității pămîntului, poate fi modelată suficient de fidel în aparatele de compresiune cu dilatare laterală împiedicată (edometre);

— a doua fază de deformație, la care au loc lunecările, nu se modelează corespunzător în condițiile compresiunii cu dilatare laterală împiedicată, cu atît mai mult cu cît pămînturile sensibile la umezire de tipul loessurilor și pămînturilor loessoide, încercate în condițiile umezirii lor în vederea determinării tasării specifice totale, se deformează neliniar, depășind prima fază de deformare, ceea ce determină distrugerea legăturilor structurale și reașezarea intensă a particulelor de pămînt.

Utilizarea probelor de pămînt cu raportul $h/d=1/3$ la încercările edometrice determină apariția unui sîmbure central de forma unui trunchi de con în zona centrală a inelului, lunecările producîndu-se numai în zona laterală, pe lățimea x (fig. 4.13); prin urmare, zona deformațiilor plastice nu apare în toată masa probei de pămînt și deci ea nu acționează asupra mărimii totale a deformației probei, luată în întregul ei. Încercările efectuate pe probe avînd raportul $h/d=1,5...2$, au prezentat creșteri ale tasării suplimentare mergînd pînă la 31% față de tasările obținute la probele avînd raportul $h/d=1/3$; aceste rezultate sînt prezentate în tabelul 4.1 [67]. Fenomenul respectiv a fost explicat suficient de clar de V. V. Sokolovski.

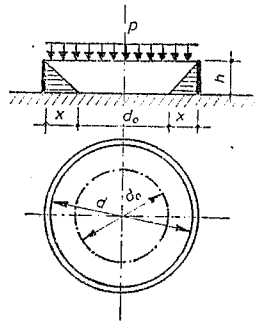


Fig. 4.13. Formarea zonelor de deformare plastică în inelul edometric.

Pentru eliminarea sau reducerea fenomenului de frecare dintre pămînt și pereții inelului înalt, se pot concepe cilindrii formați din mai multe inele, avînd fiecare din ele 20 mm înălțime. Inelele pot fi legate între ele prin falțuri, cu rosturi de 4 mm care să permită deplasarea lor liberă odată cu tasarea probei de pămînt (fig. 4.14).

La încercarea pămînturilor cu aparate de compresiune cu dilatare laterală împiedicată, un interes deosebit îl reprezintă și problema influenței caracterului încărcării probei de pămînt în timpul încercării.

Tabelul 4.1

Rezultatele încercării probelor de pămînt cu diferite valori ale raportului h/d

Caracteristici fizice

Greutatea volumică în stare uscată γ_d, kN/m³	Densitatea scheletului, ρ_d, g/cm³	Indicele porilor e	Umiditatea naturală w_0, %	Limita de curgere w_L, %	Limita de frămîntare w_p, %	Indicele de plasticitate I_p
14,70	2,70	0,84	1,60	22,90	16,70	6,20

Caracteristici mecanice

Presiunea p asupra probei MPa	Tasarea specifică		Procente din mărimea tasării
	Probe avînd $h/d=1/3$	Probe avînd $h/d=2$	
0,100	0,066	0,085	29
0,200	0,074	0,098	31
0,300	0,112	0,138	23

În fig. 4.11 este prezentată alura deformațiilor suplimentare variind în timp sub acțiunea încărcărilor ciclice. Și aici se observă modificarea vitezei de deformare în timp, sub acțiunea încărcărilor ciclice. După cum se vede, cea mai importantă parte a deformațiilor suplimentare se produce în timpul primelor zeci de cicluri.

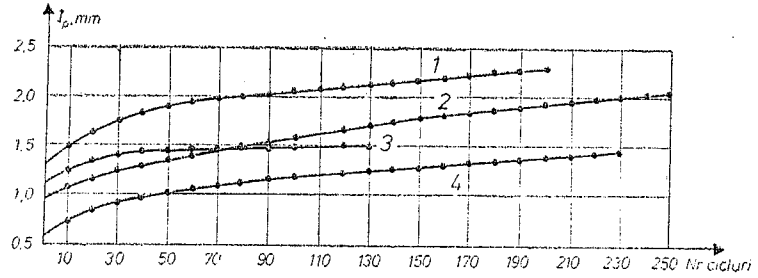


Fig. 4.11. Graficul tasărilor suplimentare în timp a depozitelor loessoide, sub încărcarea ciclică [86]:
1–2 — w=8,9%; n=50,7%; i_p=6,2%; 3 — w=18,2%; n=45,5%; i_p=2,9%; 4 — w=12,7%; n=45,9%; i_p=5,1%.

4.5. Considerații privind încercarea la compresiune a probelor extrase din depozite loessoide

4.5.1. Compresiune cu dilatare laterală împiedicată

În prezent, mărimea tasării suplimentare a pămînturilor sensibile la umezire se determină în dispozitive de compresiune cu dilatare împiedicată care sînt oficializate prin normative și standarde. Această metodă permite ca pe baza caracteristicilor terenului de fundare determinate cu asemenea aparatură, să se dimensioneze terenul de fundare, fundațiile și structura clădirilor de pe amplasament.

În cazul umezirii loessurilor și a pămînturilor loessoide, în natură pot avea loc două fenomene: tasarea suplimentară care ia naștere sub acțiunea sarcinii geologice și tasarea suplimentară care ia naștere sub acțiunea încărcării exterioare dată de construcție.

Pămînturile din grupa A de sensibilitate la umezire, sub acțiunea umidității, pot căpăta deformații doar de la acțiunea încărcării exterioare, în timp ce pămînturile din grupa B de sensibilitate la umezire se pot deforma nu numai sub acțiunea greutății proprii a pămîntului dar pot căpăta și deformații suplimentare de la încărcarea exterioară atunci cînd aceasta din urmă există.

Deci, pentru reproducerea acestor fenomene în aparatura de încercat, este necesar ca proba de pămînt să fie încărcată în două ipoteze: prima încărcare să corespundă acțiunii greutății proprii a pămîntului, iar a doua să corespundă simultan acțiunii greutății proprii și încărcării exterioare.

Pentru a fundamenta cît mai corect principiile de calcul, trebuie să fie clarificat mai întîi principiul *independenței acțiunii forțelor*, în cazul determinării mărimii totale a deformației terenului de fundare, produsă de tasarea suplimentară sub sarcina geologică și de tasarea suplimentară sub încărcarea exterioară.

În fig. 4.12 sînt prezentate schemele posibile de calcul ale tasării suplimentare [92]. De asemenea, sînt prezentate curbele de variație ale tasării suplimentare funcție de cele trei tipuri de încărcare: din greutatea proprie, din încărcarea exterioară dată de construcție și din încărcarea simultană dată de greutatea proprie a pămîntului și de construcție.

Datorită neliniarității diagramei $i-\sigma$, suma deformațiilor produse de cele două încărcări luate separat nu va fi egală cu deformația dată de acțiunea simultană a celor două încărcări

$$i(\sigma_g+\sigma_p)\neq i(\sigma_g)+i(\sigma_p). \qquad (4.17)$$

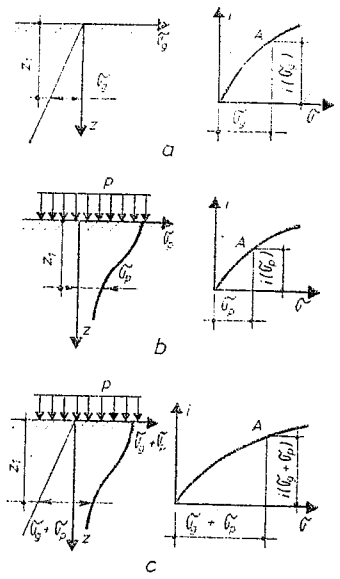


Fig. 4.12. Schema de calcul a tasării suplimentare:
a — tasarea suplimentară sub sarcina geologică; *b* — tasarea suplimentară sub încărcarea exterioară; *c* — tasarea suplimentară dată de acțiunea simultană a celor două încărcări.

Ținînd seama de relația (4.12) se poate scrie

$$i(\sigma_g)=\alpha\sigma_g^{\beta};\quad i(\sigma_p)=\alpha\sigma_p^{\beta} \qquad (4.18)$$
$$i(\sigma_g+\sigma_p)=\alpha(\sigma_g+\sigma_p)^{\beta}.$$

Conform principiului independenței acțiunii forțelor, trebuie să fie respectată egalitatea

$$i(\sigma_g+\sigma_p)=i(\sigma_g)+i(\sigma_p).$$

Utilizînd relația (4.18), se poate scrie

$$(\sigma_g+\sigma_p)^{\beta}=(\sigma_g)^{\beta}+(\sigma_p)^{\beta}. \qquad (4.19)$$

Relația (4.19) poate fi îndeplinită numai atunci cînd $\beta=1$, adică nu-

pămîntului de 25°, s-a obținut o diferență de circa 4—6%, în comparație cu tasarea suplimentară specifică a pămîntului avînd t_p=10°.

Rezultatele obținute privind pierderea mai pronunțată a rezistenței structurale, în cazul umezirii pămîntului cu apă caldă, se pot explica parțial prin dizolvarea mai rapidă și mai puternică a sărurilor care leagă între ele particulele de pămînt.

A fost de asemenea examinată influența factorului temperatură asupra probelor de pămînt neumezite, pentru temperaturile: 10°, 15° 25° și 30°. Rezultatele acestor încercări care se pot urmări în fig. 4.9, *b*, arată că deformabilitatea pămîntului, exprimată prin indicele porilor *e*, crește odată cu ridicarea temperaturii.

Observațiile făcute asupra gradului de tasare a unor construcții din orașul Galați, la care terenul de fundare a fost inundat accidental cu apă caldă din rețeaua de încălzire sau tehnologică, au arătat tasări sporite și în consecință avarii importante ale structurii lor.

Influența apei calde asupra tasării suplimentare a depozitelor loessoide a fost utilizată de unii cercetători la redresarea construcțiilor tasate neuniform. Astfel, un bloc de 16 niveluri a fost redresat prin umezirea dirijată a terenului de fundare cu apă încălzită la 80° [137].

4.4. Tasarea suplimentară sub acțiunea încărcărilor de scurtă durată (ciclice)

Cercetările macroseismice, ca urmare a cutremurelor produse în zone cu terenuri formate din depozite loessoide, au permis să se observe în toate cazurile o dezvoltare a deformațiilor suplimentare ale terenurilor de fundare sub acțiunea seismelor, deformații care pot modifica condițiile de stabilitate a construcțiilor.

Mărimea deformațiilor în aceste cazuri depinde de proprietățile fizico-mecanice ale depozitelor loessoide, de caracterul umezirii lor, de durata și parametrii acțiunii, de încărcarea de consolidare etc. În lucrarea [86] sînt prezentate rezultatele unor cercetări efectuate asupra pămînturilor loessoide avînd trei porozități diferite: pămîntul cu porozitate ridicată (50—51%), cu porozitate medie (50—44—42%) și cu porozitate redusă (44—42%). De asemenea, au fost alese pămînturi loessoide avînd umidități diferite: puțin umede (umiditate de cîteva procente), umede (cu umiditate apropiată de limita de frămîntare) și foarte umede (cu umiditate sub limita de curgere). A fost utilizată o gamă largă de încărcări de consolidare.

Stabilirea deformațiilor suplimentare în cazul încercărilor ciclice și a caracterului lor de amortizare în timp, obținut prin încercări, permite să se prognozeze deformațiile suplimentare pentru o durată oarecare a acțiunii seismice. Încercările efectuate au oferit posibilitatea de a se preciza calitativ influența diferiților factori asupra caracterului dezvoltării deformațiilor suplimentare. Pentru umiditatea medie de 4,7% și porozitatea de 54%, tasarea suplimentară specifică, pentru intervalul de încărcări statice de la 0,1 la 0,4 MPa, a variat de la 0,13 la 0,18. În cea de a doua grupă, caracterizată printr-o tasare suplimentară redusă, umiditate medie de 23,6% și o porozitate de 47,8%, pentru același interval de încărcări, tasarea suplimentară specifică a căpătat valoarea

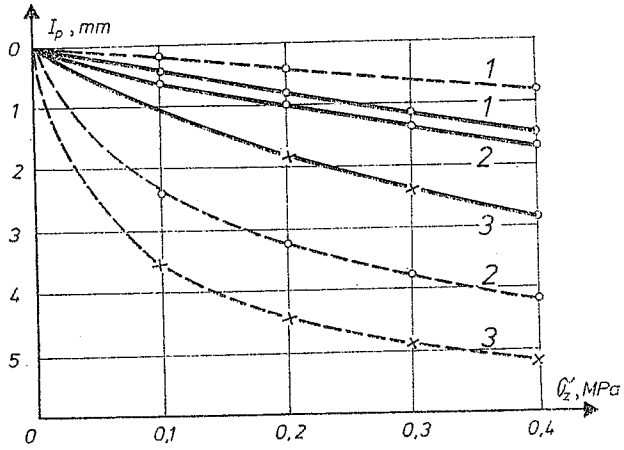


Fig. 4.10. Graficul deformațiilor medii ale depozitelor loessoide [86]:
1 — cu umiditate naturală; 2 — după umezire; 3 — după umezire și aplicarea încărcării ciclice.
—— cu w_{med} =23,6% și n_{med} =47,8%; — — — cu w_{med} =4,7% și n_{med} =54%.

de 0,01. Diagrama de variație a deformațiilor, funcție de variația încărcărilor care este dată în fig. 4.10 arată că încărcarea ciclică conduce la creșterea deformațiilor suplimentare ale depozitelor loessoide, tasarea suplimentară fiind cu atît mai mare cu cît este mai mare porozitatea pămîntului și cu cît crește mai mult umiditatea acestuia.

Influența celor doi factori, umiditatea și presiunea determină, care la anumite valori ale lor, fenomenul de tasare suplimentară a depozitelor loessoide sensibile la umezire, este foarte bine ilustrată fie de diagramele de tasare a fundațiilor experimentale pe astfel de terenuri (fig. 4.6), fie de diagramele de tasare ale pămîntului supus acțiunii greutății proprii, în incintele poligoanelor experimentale umezite prin inundare cu apă [40]. Această influență se poate de asemenea aprecia și pe baza graficelor de penetrare statică determinate prin încercări cu penctrometrul. În fig. 4.7 sînt prezentate rezultatele unor încercări efectuate de INCERC cu un penetrometru static (Ø=36,5 mm, ∢60°) pe amplasamentul Uzinei de alumină Tulcea, format din loess cu umiditate naturală și apoi saturat cu apă pe întreaga lui grosime. Reducerea cu circa 40% a rezistenței pe con R_{pc} sau a frecării pe manta f indică sensibilitatea acestui loess pe o adîncime de circa 8 m, ceea ce corespunde cu datele de laborator obținute pe probe prelevate din sondaje deschise.

4.3.2. Influența apei calde asupra tasării suplimentare

Pînă în prezent nu a fost încă clarificată prin literatura de specialitate influența regimului temperaturii apei asupra diferitelor proprietăți și în primul rînd asupra proprietăților mecanice ale pămînturilor formate din depozite loessoide sensibile la umezire. De aceea, prezintă interes rezultatele încercărilor expuse în lucrarea [55], privind influența regimului de temperaturi ale apei asupra mărimii tasării suplimentare a pămînturilor sensibile la umezire. În aceste încercări au fost utilizate probe de pămînt loessoide extrase din monoliți cu ajutorul cilindrului de tăiat, cu înălțimea h=42 mm și diametrul d=87 mm, care au fost supuse compresiunii în edometru prin metoda celor două curbe, păstrîndu-se un regim constant de temperatură al apei și al probei pe tot parcursul încercării (fig. 4.8). Apa necesară drenării, încălzită într-un termostat la temperatura impusă prin cercetare, era introdusă în probă printr-o cutie protectoare formată din plexiglas și apoi, la ieșire, restituită termostatului pentru reîncălzire. Întregul dispozitiv de compresiune era protejat de o cutie izolată termic, încălzită în interior cu apă caldă furnizată de termostat.

Au fost efectuate serii de încercări la diferite temperaturi ale pămîntului și ale apei de drenaj; s-au utilizat probe de pămînt avînd w=10,2%; γ=15,7 kN/m³; n=47%; I_p=15 și S_r=0,32.

Cele trei serii de probe încercate au fost aduse respectiv la temperaturile de 25°, 15° și 10° iar toate aceste încercări au fost efectuate utilizînd apa de umezire la temperatura de 10°, 20° și de 25°.

Rezultatele încercărilor, expuse în fig. 4.8, au arătat că odată cu mărirea temperaturii apei de umezire, se produce o creștere a tasării suplimentare specifice. La o creștere a temperaturii apei de la 10° la 20°,

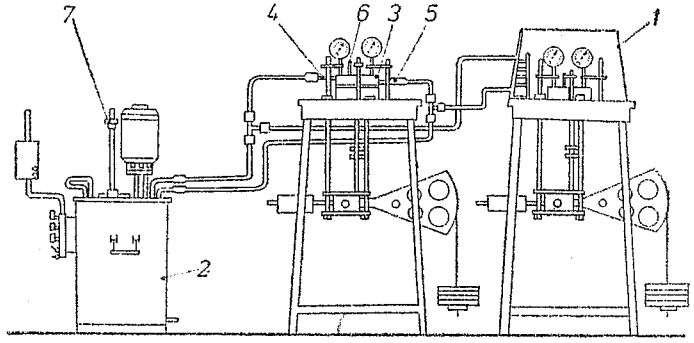


Fig. 4.8. Schema dispozitivului experimental pentru verificarea influenței temperaturii apei asupra tasării suplimentare [55]:

1 — camera de temperatură constantă; *2* — termostat; *3* — capac din plexiglas; *4* — robinet cu apă caldă; *5* — robinet cu apă rece; *6* — termometru; *7* — dispozitiv magnetic de reglare a termometrului.

pentru presiunea de 0,5 MPa, s-a observat o creștere a tasării suplimentare specifice de 42%. De asemenea, s-a observat că reducerea temperaturii pămîntului de la 25° la 10° mărește valoarea tasării suplimentare (fig. 4.9, *a*); de exemplu, pentru presiunea de 0,5 MPa și temperatura

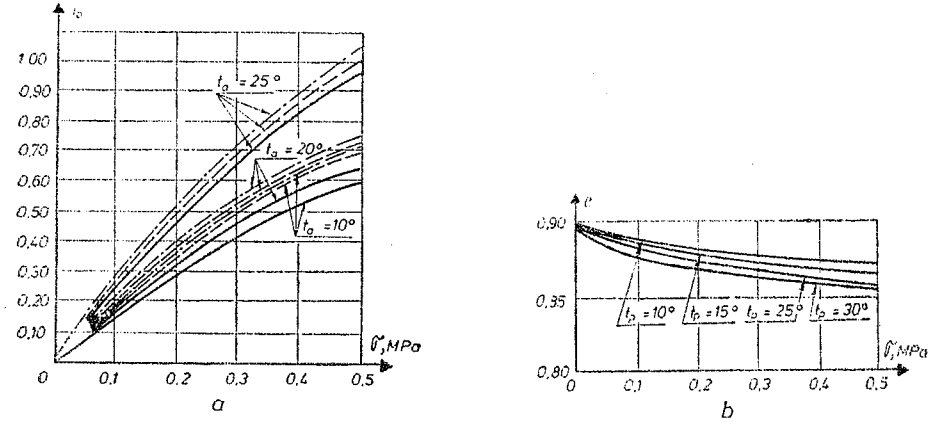


Fig. 4.9. Influența temperaturii apei asupra deformației depozitelor loessoide:

a — variația tasării specifice funcție de temperatura apei t_a și a pămîntului t_p [55]; ——— t_p=25°; — — — t_p=15°; —.—.—. t_p=10°.

b — variația indicelui porilor în funcție de presiune și temperatura pămîntului t_p.

7 — Depozitele loessoide

Valorile tasărilor specifice ale pămîntului saturat cu apă vor fi:

$$\varepsilon_{0,1}(w_s)=0{,}0093;\quad \varepsilon_{0,2}(w_s)=0{,}0416.$$

Valoarea tasării suplimentare rezultă astfel:

$$i_{s_1}=\varepsilon_{0,1}(w_s)-\varepsilon_{0,1}(w_0)=0{,}0071$$

$$i_{s_2}=\varepsilon_{0,2}(w_s)-\varepsilon_{0,2}(w_0)=0{,}0359.$$

Pentru determinarea parametrilor α și β se vor utiliza relațiile (4.15)

$$\alpha=\exp\frac{\ln\sigma_{z_2}\ln i_{z_1}-\ln\sigma_{z_1}\ln i_{z_2}}{\ln\sigma_{z_2}-\ln\sigma_{z_1}}=$$

$$=\exp\frac{\ln 0{,}2\ln 0{,}0071-\ln 0{,}1\ln 0{,}0359}{\ln 0{,}2-\ln 0{,}1}=1{.}546505$$

$$\beta=\frac{\ln i_{z_1}-\ln i_{z_2}}{\ln\sigma_{z_1}-\ln\sigma_{z_2}}=\frac{\ln 0{,}0071-\ln 0{,}0359}{\ln 0{,}1-\ln 0{,}2}=2{,}338093.$$

Relația care exprimă variația tasării suplimentare va fi de forma

$$i_s=1{,}5465\ \sigma_z^{2{,}3381}.$$

Valorile tasărilor suplimentare specifice, pentru diferite presiuni vor fi

$\sigma_z=0{,}1$ MPa; $i_s=0{,}071\rightarrow 0{,}71\,\%$

$\sigma_z=0{,}2$ MPa; $i_s=0{,}0359\rightarrow 3{,}59\,\%$.

$\sigma_z=0{,}3$ MPa; $i_s=0{,}0926\rightarrow 9{,}26\,\%$.

4.3. Influența apei infiltrate asupra tasării suplimentare

4.3.1. Reducerea capacității de rezistență prin umezire

Cercetările efectuate pînă în prezent au arătat că, cu cît este mai ridicată umiditatea depozitelor loessoide, cu atît caracteristicile de rezistență (coeziunea c și unghiul de frecare interioară Φ) se reduc într-un procent din ce în ce mai mare. Reducerea capacității de rezistență a pămînturilor sensibile la umezire este determinată de apa infiltrată care, pătrunsă în fisurile existente în pămînt, acționează prin împănare, înmuind și chiar dizolvînd în același timp cimentul care leagă particulele de pămînt. Fenomenul de desfacere prin împănare precede de obicei fenomenul de dizolvare a legăturilor cimentate.

În cazul penetrării, coeficientul de reducere a rezistenței depozitelor loessoide sensibile la umezire este reprezentat de raportul dintre rezistența pămîntului la penetrare R_{cn}, la umiditatea naturală a acestuia

și rezistența la penetrare R_{cs}, pentru același pămînt dar în stare saturată cu apă [69]:

$$k_r=\frac{R_{cn}}{R_{cs}}.$$

În cazul loessurilor cu umiditate naturală ridicată (saturate cu apă) sau a pămînturilor loessoide foarte compacte, $k_r=1$ iar $i_g=0$. Astfel, se pot defini ca pămînturi sensibile la umezire, acele pămînturi care capătă $i_p\geqslant 0{,}01$ sau care pentru presiunea $p=0{,}3$ MPa au $k_r>1{,}5$.

În procesul de tasare suplimentară a depozitelor loessoide, se produce o reașezare mai compactă a particulelor, agregatelor și semiagregatelor din care este format pămîntul. Ca urmare a acestei reașezări, se produce o reducere a porozității generale pînă la o valoare limită corespunzătoare presiunii exercitate asupra pămîntului umezit. Prin ridicarea compactității sale după producerea tasării suplimentare, caracteristicile sale de rezistență se îmbunătățesc din nou, pe măsură ce continuă procesul de consolidare a depozitului loessoid respectiv sub presiunea exercitată asupra lui și pe măsură ce acest pămînt își reduce umiditatea prin procesul de drenare.

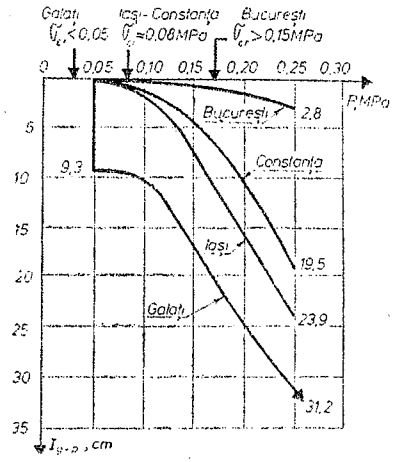


Fig. 4.6. Curba de încărcare-tasare pentru fundațiile experimentale (1,5 m×1,5 m) așezate pe teren sensibil la umezire, în condiții de inundare [40].

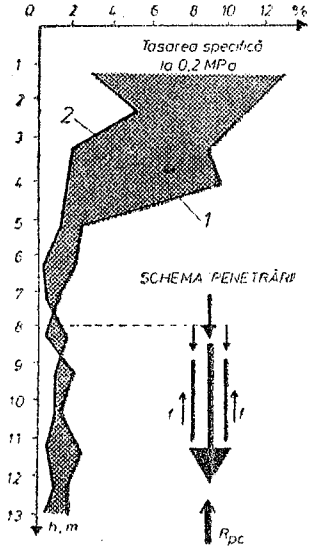


Fig. 4.7. Determinarea sensibilității la umezire prin penetrare statică [40]:
1 — în teren natural; 2 — în teren saturat cu apă.

valorile parametrilor de deformabilitate α și β rezultă din relațiile [92, 128]:

$$\alpha = \exp \frac{\ln \sigma_{z_2} \cdot \ln i_{z_1} - \ln \sigma_{z_1} \cdot \ln i_{z_2}}{\ln \sigma_{z_2} - \ln \sigma_{z_1}} \tag{4.15}$$

$$\beta = \frac{\ln i_{z_1} - \ln i_{z_2}}{\ln \sigma_{z_1} - \ln \sigma_{z_2}} \, ,$$

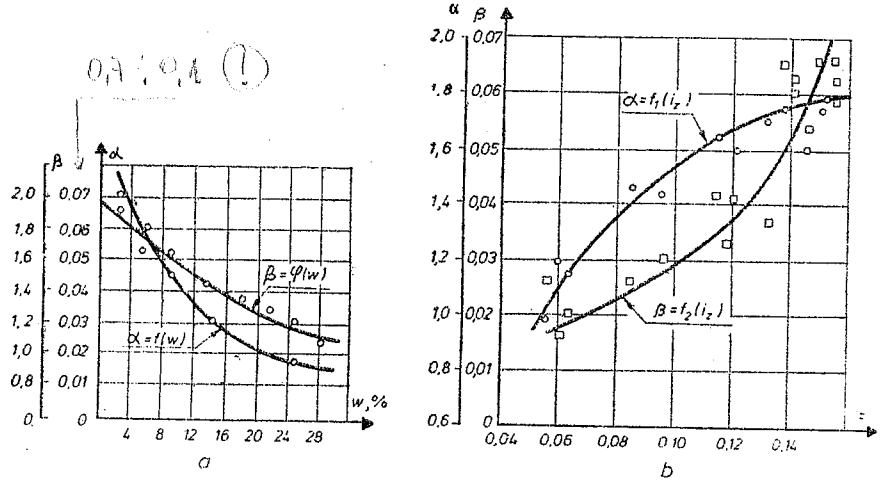


Fig. 4.3. Reprezentarea variației parametrilor de deformabilitate a depozitelor loessoide [92]:

a — funcție de umiditatea pământului; *b* — funcție de tasarea suplimentară specifică.

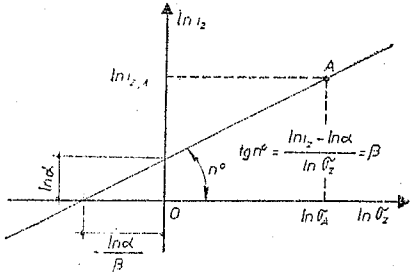


Fig. 4.4. Reprezentarea funcției $i_z = \alpha \, \sigma \, \beta$, după logaritmare.

Parametrul α corespunde inversului modulului general de deformație al pământului; parametrul β este adimensional.

Dacă $\alpha = \frac{1}{E_0} = \text{const}$ și $\beta = 1$ se ajunge la relația cunoscută în mecanica pământurilor pentru mediul liniar deformabil (elastic):

$$i_z = \varepsilon_z = \frac{1}{E_0} \sigma_z. \tag{4.16}$$

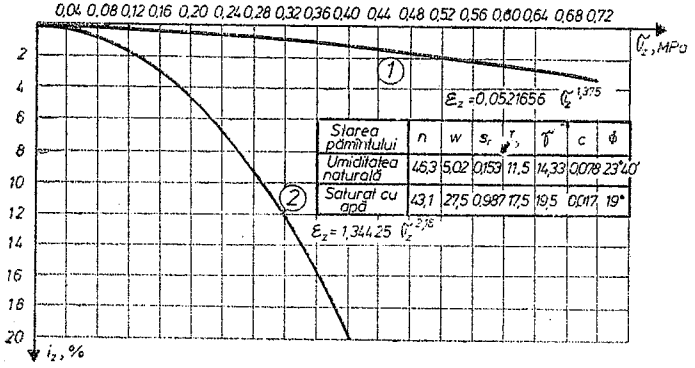


Fig. 4.5. Variația tasării specifice i_z funcție de efortul unitar σ_z la loessul din cartierul Dunărea—Galați [131]:

1 — cu umiditate naturală; *2* — saturat cu apă.

În fig. 4.5 sînt prezentate curbele de variație ale tasării loessului din cartierul Dunărea—Galați, determinate pentru starea naturală de umiditate și pentru starea saturată cu apă. Din diagramele prezentate rezultă caracterul neliniar al deformării loessului, mai pronunțat pentru pământul în stare saturată cu apă.

Aplicația 4.1. Se consideră loessul din cartierul Dunărea-Galați a cărui curbe de deformare sub încărcare, pentru pământul cu umiditate naturală și saturat cu apă, sînt prezentate în fig. 4.5. Se cere determinarea valorilor parametrilor α și β precum și relația de variație a tasării suplimentare.

Se dă relația care exprimă variația tasării pământului cu umiditatea naturală și respectiv saturat cu apă:

$$w_0 = 0{,}0521656 \sigma_z^{1{,}375}$$

$$w_s = 1{,}34425 \sigma_z^{2{,}16}.$$

Rezolvare

Pentru determinarea relației de variație a tasării suplimentare, se vor considera două presiuni și anume 0,1 MPa și 0,2 MPa. Pentru aceste presiuni, valorile tasării specifice a pământului cu umiditate naturală vor fi

$$\varepsilon_{0,1}(w_0) = 0{,}0022; \quad \varepsilon_{0,2}(w_0) = 0{,}0057.$$

se poate scrie

$$i_{g+p}=\frac{\frac{h_{g+p}(w_s)}{h}-\frac{\Delta h_{g+p}(w_0)}{h}}{1-\frac{\Delta h_g(w_0)}{h}}=\frac{\varepsilon_{g+p}(w_s)-\varepsilon_{g+p}(w_0)}{100-\varepsilon_g(w_0)}, \tag{4.9}$$

Deformațiile specifice $\varepsilon_{g+p}(w_s)$, $\varepsilon_{g+p}(w_0)$ și $\varepsilon_g(w_0)$ se determină pe baza curbei de compresiune-tasare, prin încercarea probelor de pămînt în edometru sau în aparatul triaxial, în condițiile umidității naturale, respectiv a saturării pămîntului cu apă.

4.2. Variația tasării suplimentare specifice în funcție de modificarea încărcărilor de consolidare și a umidității

După cum se cunoaște din încercările de laborator și de teren, starea de efort — deformație a depozitelor loessoide este reprezentată prin curbe a căror lege de variație este similară cu cea a mediului neliniar deformabil.

Variația neliniară a deformației pămînturilor puternic compresibile, de tipul depozitelor loessoide, se observă nu numai la presiuni ridicate ci și la valori moderate ale eforturilor care acționează asupra pămînturilor de acest tip.

Aceeași comportare o manifestă sub acțiunea încărcărilor și terenurile formate din depozite loessoide care au fost îmbunătățite prin unul din procedeele cunoscute (coloane de pămînt bătut, compactarea cu maiuri grele, preumezire etc.).

Luarea în considerare a dependenței neliniare între eforturi unitare și deformații conduce la explorarea unor noi posibilități de folosire deplină a capacității portante a terenurilor de fundare și la aprecierea mai corectă a eforturilor dezvoltate în structurile construcțiilor, ținînd seama de conlucrarea acestora cu terenul de fundare.

Astfel, legătura dintre deformația specifică i_{g+p}, corespunzătoare tasării suplimentare și efortul unitar de consolidare σ_i, în condițiile unei curbe crescătoare a deformațiilor, poate fi aproximată suficient de precis de o funcție exponențială de forma [32, 88, 90, 92, 93, 131]

$$i_{g+p}=i_i=\alpha\sigma_i^{\beta}. \tag{4.10}$$

În cazul particular cînd tasarea suplimentară se consideră unidimensională și se ține seama că în relațiile (4.4) și (4.5)

$$\sigma_2=\sigma_3=0; \qquad \sigma_i=\sigma_1=\sigma_z$$
$$\varepsilon_2=\varepsilon_3=-\lambda\varepsilon; \qquad \varepsilon_i=\varepsilon_1=\varepsilon_z \tag{4.11}$$

relația (4.10) se poate scrie sub forma

$$i_z=\alpha\sigma_z^{\beta}. \tag{4.12}$$

Această lege neliniară este valabilă atît pentru starea de eforturi cu dilatare laterală împiedicată cît și pentru starea spațială de eforturi. Ea permite ca numai cu două valori ale lui σ_z și corespunzător i_z, determinate în aparatul de compresiune, să se poată trasa cu suficientă precizie curba de deformare $i_z-\sigma_z$. Experimentările efectuate [33, 90, 92, 93, 131] arată că parametrii α și β rămîn constanți numai pentru o stare dată a pămîntului. Odată cu modificarea umidității acestuia, mărimea parametrilor α și β se modifică, micșorîndu-și valorile pe măsura creșterii umidității (fig. 4.3, *a*).

Prin urmare, relația (4.12) poate fi scrisă astfel:

$$i_z(w)=\alpha(w)\cdot\sigma_z^{\beta(w)} \tag{4.13}$$

pentru care se obține

$$i_z=(\mathrm{MPa})^{-\beta}\cdot(\mathrm{MPa})^{\beta}=1$$

Variația parametrilor $\alpha(w)$ și $\beta(w)$ se poate exprima în funcție de umiditate prin relațiile

$$\alpha(w)=\alpha(w_0)-\frac{\alpha(w_0)-\alpha(w_s)}{w_s-w_0}(w-w_0)$$
$$\beta(w)=\beta(w_0)-\frac{\beta(w_0)-\beta(w_s)}{w_s-w_0}(w-w_0) \tag{4.14}$$

unde: $\alpha(w_0)$ și $\beta(w_0)$ sînt valorile parametrilor α și β determinați pentru umiditatea naturală a pămîntului;

$\alpha(w_s)$ și $\beta(w_s)$ — valorile acelorași parametri dar pentru pămîntul saturat cu apă.

Încercările efectuate în edometru arată că parametrii α și β variază în funcție de valoarea tasării suplimentare a pămîntului încercat; cu cît tasarea suplimentară specifică a pămîntului este mai mare, cu atît sînt mai ridicate valorile parametrilor α și β (fig. 4.3, *b*).

Mărimea acestor parametri se determină prin încercarea pămîntului la compresiune în edometru sau în aparatul triaxial. Rezultatele obținute din încercări se trec într-un grafic cu reprezentare logaritmică ($\ln\sigma_z$ și $\ln i_z$). Acestea trebuie să se distribuie după o dreaptă care determină față de axele de coordonate cei doi parametri (fig. 4.4). Pe cale analitică

unde: i_{g+p} este tasarea suplimentară specifică produsă de sarcina geologică și de încărcarea exterioară;

σ_i — intensitatea eforturilor determinată cu relația

$$\sigma_i = \frac{1}{\sqrt{2}}\sqrt{(\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2+(\sigma_3-\sigma_1)^2}; \tag{4.4}$$

ε_i — intensitatea deformației dată de relația

$$\varepsilon_i = \frac{\sqrt{2}}{2(1+\nu)}\sqrt{(\varepsilon_1-\varepsilon_2)^2+(\varepsilon_2-\varepsilon_3)^2+(\varepsilon_3-\varepsilon_1)^2}. \tag{4.5}$$

Este cunoscut faptul că sub acțiunea încărcării exterioare, într-un strat de pământ supus unei stări de eforturi create, au loc trei faze de deformare determinate de compactare, de forfecarea pământului și de distrugerea lui.

Prima fază se caracterizează prin reducerea porozității pământului, odată cu mărirea efortului și care determină o deformare liniară a pământului.

A doua fază apare în procesul de creștere a intensității tensorului de eforturi, odată cu distrugerea legăturilor structurale și a contactelor dintre particulele scheletului, ceea ce determină forfecări urmate de o reașezare a particulelor de pământ. Se obține astfel o nouă structură cu caracteristici mai stabile. Această fază de deformare prezintă un caracter neliniar.

A treia fază apare ca fază critică, la care se produce completa distrugere a echilibrului mediului de pământ, caracterizată prin apariția suprafețelor curbe de lunecare.

Analizînd primele două feluri de deformații în exprimare tensorială pentru problema unidimensională, în condițiile stării naturale de eforturi, se poate scrie

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_1 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_1 \end{bmatrix} \tag{4.6}$$

Luînd în considerare indicele porilor, deformația corespunzătoare fazei premergătoare tasării suplimentare (fazei de reducere a porozității) se poate exprima prin relația

$$e_{el} = \frac{e_0-e}{1+e}\begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \tag{4.7}$$

unde: e este indicele porilor în stadiul final;

e_0 — indicele porilor în stadiul inițial.

Prin analogie, deformația specifică i_{g+p} corespunzătoare tasării suplimentare va avea expresia

$$i_{g+p} = \frac{h_{g+p}(w_0)-h_{g+p}(w_s)}{h_g(w_0)}\begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \tag{4.8}$$

unde: i_{g+p} este deformația suplimentară specifică dată de sarcina geologică și de încărcarea exterioară;

$h_{g+p}(w_0)$ — înălțimea, în cm, a probei de pământ cu umiditate naturală sau dată, supusă la compresiune la presiunea p egală cu presiunea produsă la adîncimea de la care s-a recoltat proba, de către încărcarea transmisă de fundație și de către sarcina geologică sau numai de sarcina geologică;

$h_{g+p}(w_s)$ — înălțimea, în cm, a aceleeași probe de pământ adusă la saturare prin inundare și supusă la aceeași presiune p;

$h_g(w_0)$ — înălțimea, în cm, a probei de pământ cu umiditate naturală sau dată, comprimată la presiunea egală cu presiunea dată de sarcina geologică la adîncimea de la care s-a recoltat proba.

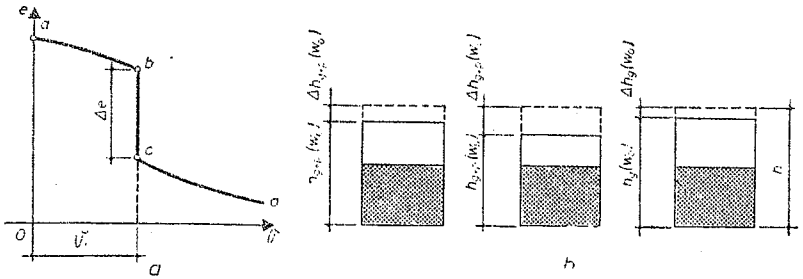


Fig. 4.2. Încercarea la compresiune a depozitelor loessoide sensibile la umezire:

a — curba de compresiune caracteristică; *b* — proba de pământ supusă încercării de compresiune edometrică.

Relația (4.8) exprimă procesul legic de deformare a depozitelor loessoide sensibile la umezire pentru stabilirea valorii tasării suplimentare, fără a lua în considerare influența factorului timp.

Ținînd seama de fig. 4.2, *b* și de relațiile

$$h_{g+p}(w_0) = h - \Delta h_{g+p}(w_0);\ h_{g+p}(w_s) = h - \Delta h_{g+p}(w_s);\ h_g(w_0) = h - \Delta h_g(w_0),$$

E_{mec} este energia mecanică totală care ia naștere sub acțiunea greutății proprii a pământului;

E_{hid} — energia totală determinată de acțiunea forțelor hidrostatice și hidrodinamice;

E_{chim}. $E_{f.\,chim}$ — energiile totale determinate de procesele fizico-chimice: de hidratare, de modificare a potențialului chimic al mediului, de interacțiunea moleculară, de procesele osmotice și altele.

E_{str} — energia totală determinată de transformarea structurală.

Acest proces complex este reprezentat de modificarea porozității active care determină micșorarea volumului inițial ocupat de porțiunea de pământ umezit.

Mărimea deformației pe unitatea de suprafață a probei de pământ extrasă din depozitul loessoid se poate exprima astfel:

$$S_l = n_{act} - v_{umf}$$

unde: S_l este tasarea suplimentară absolută, în cm;

n_{act} — porozitatea activă reprezentată de volumul de pori care se comprimă la presiunea dată și la saturare efectivă;

v_{umf} — mărimea volumului de umflare a pământului la presiunea dată și la saturare efectivă.

Procesul de tasare suplimentară, care este un proces continuu, se poate reprezenta schematic ca în fig. 4.1.

Segmentele înclinate ale diagramei ($O-a$; $b-c$; $d-e$; ...) corespund stadiului premergător apariției tasării suplimentare, caracterizat prin reducerea porozității fiecărui strat în parte care intră în alcătuirea pachetului de pământ sensibil la umezire. Segmentele verticale ale diagramei ($a-b$; $c-d$; $e-f$; ...) corespund distrugerii stabilității structurii scheletului de pământ al acestor straturi. Diagrama însumată este reprezentată de curba punctată. Ea exprimă variația în timp a deformației pământului sub acțiunea încărcării, funcție de gradul de umiditate al pământului.

Acest proces este determinat pe de o parte de mișcarea de infiltrație a apei iar pe de altă parte de starea naturală de eforturi, precum și de eforturile transmise de construcții.

Ambele procese — cel de infiltrație și cel de tasare suplimentară — se influențează reciproc. Studiul influenței reciproce a celor două fenomene nestaționare — de infiltrație și de tasare suplimentară — reprezintă de fapt problema fundamentală a fenomenului de tasare suplimentară a depozitelor loessoide sensibile la umezire.

Tasarea suplimentară a acestor pământuri, manifestată prin pierderea bruscă a stabilității structurale, se produce sub acțiunea unei încărcări limită denumită presiune critică (σ_{cr}) și sub acțiunea unei valori limită a umidității, denumită umiditate critică (w_{cr}).

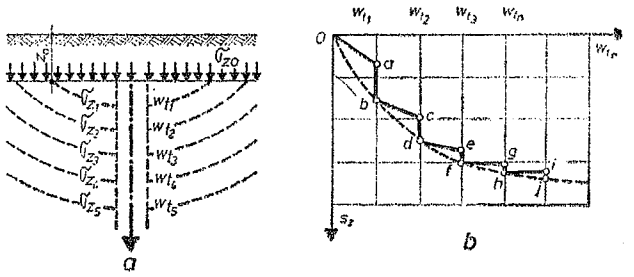


Fig. 4.1. Schema procesului continuu de tasare suplimentară:

a — mișcarea frontului de umezire; *b* — diagrama în cascadă determinată de tasările suplimentare.

Dacă se pleacă de la condiția de deplasare a frontului de umezire de sus în jos (fig. 4.1, *a*) și de la limitele valorilor critice, atunci starea de eforturi și respectiv de umiditate a stratului pot fi reprezentate prin expresiile [88]

$$\begin{vmatrix} \sigma_{z,0} \\ \sigma_{z,1} \\ \sigma_{z,2} \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \sigma_{z,n} \end{vmatrix} \geqslant \sigma_{z,\,cr} \cdot \begin{vmatrix} w(l_0) \\ w(l_1) \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ w(l_n) \end{vmatrix} \geqslant w_{cr}. \tag{4.1}$$

În condițiile stării naturale de eforturi (sub acțiunea sarcinii geologice), în timpul producerii tasării suplimentare sînt valabile inegalitățile

$$\sigma_{z,\,0} < \sigma_{z,\,1} < \sigma_{z,\,2} < \ldots < \sigma_{z,\,n}$$

$$w(l_0) > w(l_1) > w(l_2) > \ldots > w(l_n). \tag{4.2}$$

Proprietățile de deformabilitate ale pământurilor sensibile la umezire corespunzătoare fazei de tasare suplimentară se pot exprima sub o formă mai generală, prin funcția care leagă intensitatea eforturilor de intensitatea deformațiilor corespunzătoare tasării suplimentare [88, 90, 92]:

$$i_{a+p} = \varepsilon_i = \varphi(\sigma_i) \tag{4.3}$$

Metoda de calcul a distribuției umidității în loessuri și pămînturile loessoide, bazată pe teoria transmiterii umidității prin pămînturile nesaturate, permite să se determine ușor și suficient de exact mișcarea fluxului bidimensional precum și configurația zonelor umezite.

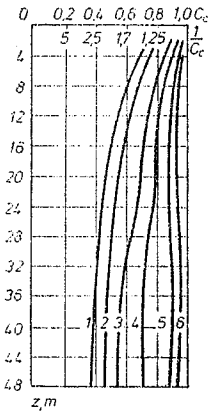


Fig. 3.19. Valorile coeficientului de corecție C_c pentru calculul timpului de mișcare a fluxului gravitațional al umidității [110].

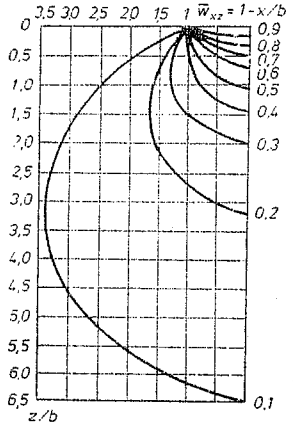


Fig. 3.20. Izoliniile valorilor $\bar{w}(x, z)$ în cîmpul staționar al umidității [110].

Cunoașterea legilor de distribuție a umidității în depozitele loessoide prezintă o deosebită importanță pentru consumarea potențialului de tasare sub sarcina geologică a terenurilor de fundare de pe amplasamentele construcțiilor în execuție sau în exploatare, prin umezirea dirijată a masivului de pămînt, cu axarea procesului de umezire în principal pe difuzarea apei prin sucțiune.

Aceasta permite de asemenea, ca prin dirijarea atentă a procesului de umezire, pentru crearea unui ritm lent și uniform al tasării, să asigure redresarea construcțiilor tasate neuniform, astfel încît deplasarea acestora să fie compatibilă cu capacitatea lor de adaptare la mișcarea terenului de fundare.

4. INFLUENȚA UNOR FACTORI ASUPRA PROCESULUI DE TASARE SUPLIMENTARĂ A DEPOZITELOR LOESSOIDE

4.1. Generalități și definiții

Ca urmare a structurii lor nestabile, loessurile și pămînturile loessoide sensibile la umezire, sub acțiunea apei, își modifică proprietățile lor fizico-mecanice, căpătînd deformații mari. La o umezire intensă, cînd umiditatea pămîntului depășește o anumită limită, se produce o tasare bruscă a acestuia — denumită tasare suplimentară — care are un caracter de prăbușire. Tasarea suplimentară apare fie numai sub acțiunea sarcinii geologice, fie concomitent cu acțiunea încărcării exterioare; ea este însoțită de reducerea substanțială a porozității, respectiv de mărirea compactității pămîntului.

În urma umezirii loessurilor sau pămînturilor loessoide, coeziunea dintre particule, asigurată pe de o parte de legăturile fizico-chimice de suprafață iar pe de altă parte de cimentarea particulelor cu diferite săruri (carbonați de calciu, sulfați de calciu etc.), se distruge sub acțiunea unei anumite valori a efortului de consolidare, agregatele structurale căpătînd posibilitatea de a se forfeca sub acțiunea încărcării.

Tasarea suplimentară apare la o adîncime bine determinată a stratului de pămînt umezit, deformația proprie a straturilor apropiate de suprafața pămîntului căpătînd valori neînsemnate.

Dezvoltarea zonelor de tasare suplimentară a depozitelor loessoide sensibile la umezire se face în funcție de dezvoltarea zonelor umezite. Prin urmare, dinamica tasării suplimentare este legată nemijlocit de dinamica saturării stratului de pămînt cu apă infiltrată. Se poate spune că tasarea suplimentară depinde de umiditatea pămîntului iar gradul de umiditate al acestuia depinde în primul rînd de durata de umezire.

Procesul de tasare suplimentară se supune desigur legilor termoenergetice, ecuația generală a acestui proces putînd fi scrisă sub forma [74]

$$E_{t,s} = E_{mec} + E_{hid} + E_{chim} + E_{f,\,chim} + E_{str}$$

unde: $E_{t,s}$ este energia totală a procesului de tasare suplimentară;

Funcția $\overline{w}(x, z, t)$ trebuie să satisfacă relația (3.81) concomitent cu următoarele condiții inițiale și de margine [110]

$$\left.\overline{w}(x, z, t)\right|_{z=0} = 1 \text{ pentru } 0 < x < b_0$$

$$\left.\overline{w}(x, z, t)\right|_{z=0} = 0 \text{ pentru } b_0 < x < \infty \qquad (3.82)$$

$$\left.\overline{w}(x, z, t)\right|_{t=0} = 0$$

unde b_0 este semilățimea sursei de umezire.

Utilizînd metoda Green la rezolvarea ecuației (3.77) se obține expresia

$$\overline{w}(x, z, t) = \frac{z}{\pi}\int_{-b_0}^{+b_0} \frac{e^{-\frac{z^2+(x-\eta)^2}{4Dt}}}{z^2+(x-\eta)^2}\,d\eta. \qquad (3.83)$$

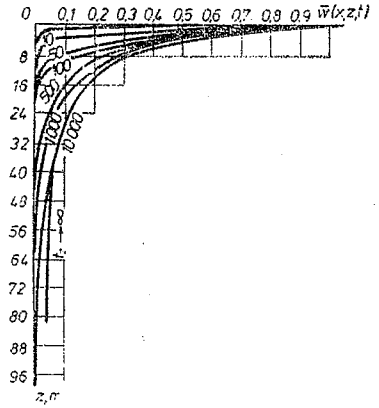


Fig. 3.17. Variația adîncimii frontului de umezire în funcție de timp și de lățimea sursei de umezire [110].

În lucrarea [110] sînt prezentate valorile funcției $\overline{w}(x, z, t)$ pe axa verticală ce trece prin mijlocul sursei de apă, pentru diferite valori $4Dt_z$, calculate cu calculatorul electronic.

Graficul din fig. 3.17 reprezintă variația $\overline{w}(x, z, t) = f(z, D, t_z)$ pentru $b = 4$m. Considerînd o valoare minimă observabilă pentru funcția $\overline{w}(x, z, t)_{min}$ ca valoare corespunzătoare limitei zonei umezite, se poate determina cu acest grafic timpul de migrație a cantității de apă în axa incintei, pentru adîncimea considerată. Ca valoare minimă se poate lua $\overline{w}(x, z, t)_{min} = 0{,}01 \ldots 0{,}02$.

Graficul din fig. 3.18 permite determinarea timpului de deplasare a frontului de umezire la o adîncime dată, în funcție de difuzivitatea hidraulică și de semilățimea sursei de apă.

În cazul umectării pămîntului sensibil la umezire de către o sursă de apă în exces, ținînd seama de înălțimea redusă a stratului de apă (0,5—1 m), se calculează timpul necesar pentru creșterea umidității de la w_p la $w_{s,\,ef}$ pe baza umidității gravitaționale, considerînd că migrația sa se produce la gradientul de presiune $I = 1$.

În aceste condiții, pentru mișcarea uniformă a apei, se poate scrie ecuația de bilanț a fluxului de apă [110]

$$(0{,}8\ w_{s,\,ef} - w_p)\,dz = k_w\,dt. \qquad (3.84)$$

După integrare se obține timpul t_p în care umiditatea pămîntului la adîncimea z crește de la w_p la $0{,}8\ w_{s,\,t}$

$$t_p = \frac{(0{,}8 w_{s,\,t} - w_p)z}{k_w}. \qquad (3.85)$$

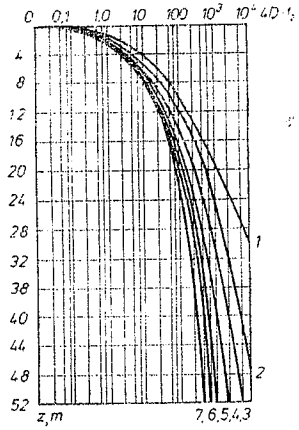


Fig. 3.18. Variația funcției $w(x, z, t)$ pentru $b = 4$ m [110].

Limita zonei de umiditate maximă rămîne întrucîtva în urmă față de frontul de umezire, deoarece în timpul t_p frontul de umezire se adîncește. Distribuția umidității pămîntului între aceste limite se consideră că variază liniar.

Pentru a trece la forma de migrație bidimensională a apei, se utilizează un coeficient de corecție. În lucrarea [110] se face considerația că admițînd circulația apei gravitaționale în limitele conturului de flux capilaro-sorbțional, valoarea coeficientului de corecție C_c se poate stabili ca fiind raportul dintre adîncimile de umezire ale acestui flux pentru migrația bidimensională și adîncimile de umezire pentru migrația unidimensională.

În acest scop se poate folosi graficul din fig. 3.19 în care sînt date valorile lui C_c cu care se determină funcția $z = f(t_p)$, conform relației (3.85).

Pentru calculul funcției $t_p = f(z)$ se utilizează valorile $\frac{1}{C_c}$ care se găsesc în același grafic (cifrele inferioare de pe axa absciselor).

Pentru calculul distribuției umidității pămîntului pe adîncime, se poate folosi relația

$$w(x, z) = \frac{1}{\pi}\left(\operatorname{arc\,tg}\frac{1-\bar{x}}{\bar{z}} + \operatorname{arc\,tg}\frac{1+\bar{x}}{\bar{z}}\right) \qquad (3.86)$$

unde: $\bar{x} = \frac{x}{b}$ și $\bar{z} = \frac{z}{b}$.

Din această expresie se poate deduce funcția $\bar{z} = f[\overline{w}(x, z), x]$ sub forma (fig. 3.20)

$$\bar{z} = \operatorname{cotg}\pi\overline{w}(x,z) \pm \sqrt{\frac{1}{\sin^2\pi\overline{w}(x,z) - \bar{x}^2}}. \qquad (3.87)$$

În lucrarea [125] este prezentat studiul migrației umidității în pămînturi, cu ajutorul unei metode care utilizează un program de calcul. Acesta reproduce o multitudine de condiții de contur, corespunzătoare

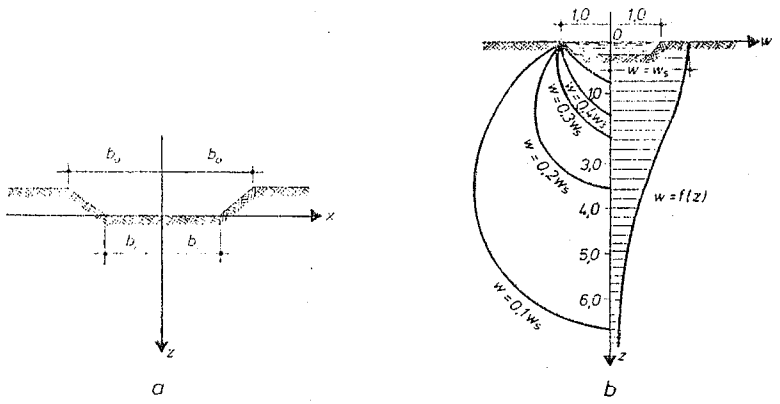


Fig. 3.16. Distribuția umidității pe adîncime în secțiunea verticală a incintei inundate:
a — secțiunea incintei inundate; *b* — diagramele izoliniilor de umiditate și a variației umidității pe adîncime.

condițiilor reale din teren: suprafață de inundare, linii de simetrie, suprafață de evaporare, nivelul apei subterane, suprafață de umiditate etc. În afară de condițiile de contur, pot fi impuse condiții de aceeași formă unor zone din cuprinsul domeniului analizat. Programul de calcul folosește ecuația de migrație sub formă de diferențe finite, bazată pe metoda elementului discret. Acest program este scris în limbajul FORTRAN IV și se poate rula la calculatorul IRIS 50 (FELIX-C-256). Utilizînd metoda Crank-Nicolson [82] se obține cîte o ecuație pentru fiecare nod al rețelei de discretizare a masivului de pămînt studiat, ansamblul cărora împreună cu condițiile de contur formînd un sistem de ecuații liniare.

— În lucrarea [110] este prezentată rezolvarea în continuare a teoriei distribuției umidității în pămînturile sensibile la umezire, plecînd de la relația (3.10) a mișcării bidimensionale a apei în regim nesaturat.

Neluînd în considerare termenul $\frac{\partial k_w}{\partial z}$ ce se referă la acțiunea apei gravitaționale și liniarizînd ecuația (3.10), aceasta devine

$$\frac{\partial w}{\partial t} = D_{mea}\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial z^2}\right). \tag{3.77}$$

Presiunea hidrostatică $p_{\bar{\sigma}}$ din tubul capilar se determină prin înălțimea $h_{\bar{\sigma}}$ de ridicare capilară a apei în pămînt

$$p_{\bar{\sigma}} = \frac{h_{\bar{\sigma}}}{\gamma_w}.$$

Pentru $\gamma_w = 1$, rezultă $p_{\bar{\sigma}} = h_{\bar{\sigma}}$; deci relația (3.7) se poate scrie sub forma: $h_{\bar{\sigma}} = -\bar{\alpha} + \bar{\beta} w$. Înlocuind această expresie în relația $D = \frac{k_w}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial p_{\bar{\sigma}}}{\partial w}$, se obține

$$D = k_w \frac{\partial h_{\bar{\sigma}}}{\partial w} = k_w \bar{\beta} \tag{3.78}$$

unde $\bar{\beta}$ este un coeficient ce se stabilește prin încercări pentru determinarea înălțimii capilare a apei în pămîntul considerat.

Plecînd de la condiția că înălțimea capilară $h_{\bar{\sigma}}$ a pămîntului la umiditatea naturală w_0 se reduce pînă la $(0{,}5 \ldots 0{,}6) h_{\bar{\sigma}}$ [91], odată cu creșterea umidității pămîntului pînă la $(0{,}7 \ldots 0{,}9) w_{s,t}$ (adică pînă la $w_{s,ef}$), valoarea lui $\bar{\beta}$ se poate deduce din relația (3.7) pentru condițiile $p_{\bar{\sigma}} < 0$ și $h_{\bar{\sigma}} < 0$

$$\begin{aligned} -h_{\bar{\sigma}} &= -\bar{\alpha} + \bar{\beta} w_0 \\ -0{,}5 h_{\bar{\sigma}} &= -\bar{\alpha} + \bar{\beta} w_{s,\,ef}. \end{aligned} \tag{3.79}$$

Prin urmare, valoarea lui $\bar{\beta}$ rezultă

$$\bar{\beta} = \frac{0{,}5\, h_{\bar{\sigma}}}{w_{s,ef} - w_0} = \frac{0{,}5\, h_{\bar{\sigma}}}{0{,}8\, w_{s\,t} - w_0}, \tag{3.80}$$

Mărimea înălțimii capilare a depozitelor loessoide variază între 1 și 2,5 m iar în medie este de circa 2 m. În cazul în care nu se pot obține date concrete pentru pămîntul studiat, înălțimea capilară $h_{\bar{\sigma}}$ se poate aprecia utilizînd relația (2.7).

În expresia coeficientului de conductivitate a apei, valoarea umidității volumice a pămîntului, în procesul de mișcare a apei, se ia egală cu $w_{s,ef} = 0{,}8\, w_{s,t}$ atunci cînd sursa de apă se prezintă cu exces de volum.

În cazul surselor de umezire cu deficit de apă, valoarea umidității pămîntului în procesul de migrație a apei se va lua $\frac{w_{s,ef} + w_0}{2}$.

Pe baza acestor date, soluția ecuației (3.77) va avea forma

$$w = w_0 + (w_{s,ef} - w_0) \cdot \bar{w}(x, z, t) \tag{3.81}$$

unde $\bar{w}(x, z, t)$ este funcția depinzînd de timp și de coordonate; aceasta variază de la 0 la 1 și caracterizează ridicarea relativă a umidității în pămînt.

3.5.2. Umezirea unidimensională și bidimensională a depozitelor loessoide

— Considerînd o incintă ale cărei dimensiuni în plan sînt cel puțin egale cu grosimea depozitului loessoid sensibil la umezire și a cărui umiditate inițială w_0 este constantă pe adîncime, mișcarea apei în stratul de pămînt va fi analizată ca unidimensională și se va determina cu expresia

$$\frac{\partial w}{\partial t} = \theta \frac{\partial^2 w}{\partial z^2}. \tag{3.68}$$

Pentru condițiile inițiale și de margine $w(z, 0) = w_0$ și $w(0, t) = w_{s \cdot ef}$ se obține rezolvarea ecuației (3.67) sub forma [144]

$$w(z,t) = w_0 + (w_{s \cdot ef} - w_0)\left[1 - \Phi\left(\frac{z}{2\sqrt{\theta t}}\right)\right] \tag{3.69}$$

unde: $w_{s.\,ef} = w_s = 0{,}8\ w_{s,t}$ este umiditatea de saturație efectivă a pămîntului;

$w_{s,t}$ — umiditatea de saturație totală;

$\Phi\left(\frac{z}{2\sqrt{\theta t}}\right) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^{\frac{z}{2\sqrt{\theta t}}} e^{-p^2} dp$ — integrala probabilității.

Cantitatea de apă ce se infiltrează în pămînt în unitatea de timp rezultă

$$q(t) = \frac{d}{dt} \int_0^{\infty} w(z,t)\,dz = \frac{w_{s.\,ef} - w_0}{\sqrt{\pi t}} \sqrt{\theta} \tag{3.70}$$

unde $(w_{s,ef} - w_0)\sqrt{\frac{\theta}{\pi}}$ reprezintă viteza de infiltrație la sfîrșitul primei perioade de timp.

— Pentru stabilirea distribuției bidimensionale a umidității în depozitele loessoide, se consideră o incintă de inundare de lungime importantă și de lățime relativ redusă, situată pe un teren sensibil la umezire de grosime mare, avînd umiditatea naturală w_0.

În acest caz, ecuația diferențială a mișcării apei prin pămînt are forma

$$\frac{\partial w}{\partial t} = \theta(t)\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial z^2}\right). \tag{3.71}$$

Pentru rezolvarea ecuației cu derivate parțiale de tip parabolic (3.71), care descrie procesul de migrație a apei în pămînturile nesaturate, trebuie cunoscute atît condițiile inițiale cît și condițiile de contur.

Tratarea problemei infiltrației nestaționare ca totalitatea proceselor instantanee staționare permite înlocuirea ecuației parabolice (3.71) cu o ecuație de migrație a apei de tip Laplace

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} = 0. \tag{3.72}$$

Pentru rezolvarea ecuației de tip Laplace trebuie cunoscute numai condițiile de contur. Din punct de vedere matematic se poate considera ca tip de condiție de contur problema Dirichlet în care se specifică valoarea variabilei pe contur.

Se consideră că umiditatea pămîntului în limitele orizontale ale incintei $-b_0$, $+b_0$ (v. fig. 3.10) se menține constantă și egală cu w_p. Rezolvarea problemei Dirichlet pentru semiplan, utilizată pentru acest caz, poate fi prezentată sub forma

$$w(x, z) = \frac{1}{\pi} \int_{-b_0}^{+b_0} \frac{w_p z}{(x-\xi)^2 + z^2}\, d\xi. \tag{3.73}$$

Efectuînd integrarea se obține

$$w(x,\ z) = \frac{w_{s.\,ef}}{\pi}\left(\operatorname{arctg}\frac{b_0 - x}{z} + \operatorname{arc\,tg}\frac{b_0 + x}{z}\right). \tag{3.74}$$

Această relație care permite determinarea distribuției umidității în pămînt cînd sursa de apă este cuprinsă pe orizontală în limitele $-b_0$, $+b_0$, se poate aplica și în cazul incintei de inundare avînd secțiunea de formă oarecare. În acest ultim caz, relația (3.73) se păstrează dacă se consideră ca formă a secțiunii incintei de inundare, una din curbele de egală umiditate.

Rezolvarea relației (3.74) este dată de expresia

$$x = \pm\sqrt{b_0^2 - 2b_0 z \operatorname{cotg} \overline{m}\pi - z^2} \tag{3.75}$$

unde $\overline{m} = 1 - \frac{w}{w_{s \cdot ef}}$.

Relația (3.75) reprezintă curba de egală umiditate. Dacă $w = w_0$, se obține curba care reprezintă frontul de umezire. În fig. 3.16 sînt reprezentate liniile de egală umiditate precum și diagrama umidității pămîntului pe adîncime, determinate cu relațiile (3.74), respectiv (3.75).

Ecuația izoliniei umidității funcție de timp are forma [90]

$$x = \pm\sqrt{b_0^2 - \frac{b_0^2 - 5{,}62\,0t}{2{,}37\sqrt{0t}}\, z - z^2}. \tag{3.76}$$

din zona de umiditate ridicată, către potențialul capilar ridicat, corespunzător zonei cu umiditate scăzută.

Introducînd în relația (3.10) valoarea coeficientului mediu de permeabilitate hidraulică, se obține

$$\frac{\partial w}{\partial t} = \frac{\overline{\beta}}{\gamma_w} k_{med}\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial z^2}\right). \qquad (3.66)$$

Această ecuație exprimă distribuția umidității determinate de fluxul capilaro-sorbțional, fără luarea în considerare a termenului $\frac{\partial k_w}{\partial z}$ care ia în considerare apa gravitațională [110].

În relația (3.66) se face notația $\frac{\overline{\beta}}{\gamma_w} k_{med} = \theta$ care reprezintă coeficientul de conductivitate hidraulică a umidității w, ale cărui dimensiuni sînt $L^2 \cdot T^{-1}$.

Valoarea coeficientului de conductivitate hidraulică a umidității pămîntului se stabilește experimental, pentru fiecare tip de pămînt, cu ajutorul relației [90, 91]

$$\theta = 0{,}18\left[\frac{Q_i - Q_{i-1}}{n' A(\sqrt{t_i} - \sqrt{t_{i-1}})}\right]^2 \qquad (3.67)$$

unde: A este suprafața incintei experimentale inundate;
n' — porozitatea efectivă a pămîntului respectiv;
Q_i, Q_{i-1} sînt cantitățile de apă infiltrată prin suprafața A, corespunzătoare timpilor t_i și respectiv t_{i-1}.

Avînd această valoare, se poate determina mărimea coeficientului mediu de permeabilitate

$$k_{med} = \theta \frac{\gamma_w}{\overline{\beta}}.$$

Aplicația 3.3. Se consideră o incintă experimentală de inundare avînd suprafața 25×35 m, realizată pe un pachet de loess de grosime $H = 20$ m, avînd $n = 50\%$. Cantitatea de apă infiltrată în timp este dată în tabelul următor. Se cere reprezentarea variației coeficientului de conductivitate a apei θ, în m^2/zi:

Rezolvare

Pentru stabilirea valorilor θ se aplică relația (3.67)

$$\theta = 0{,}18\left[\frac{Q_i - Q_{i-1}}{nA(\sqrt{t_i} - \sqrt{t_{i-1}})}\right]^2.$$

Valorile lui θ sînt trecute în tabelul următor.

Elemente pentru calcul, determinate in situ

t zile	Q m^3	$Q_i - Q_{i-1}$	$\sqrt{t_i} - \sqrt{t_{i-1}}$	θ m^2/zi
10	5 000	5 000	3,1623	2,351
20	8 500	3 500	1,3098	6,715
30	10 800	2 500	1,0051	5,818
40	12 600	1 800	0,8474	3,353
50	13 700	1 100	0,7465	2,042
60	14 500	800	0,6749	1,321
70	15 100	600	0,6206	0,879
80	15 600	500	0,5777	0,704
90	16 000	400	0,5425	0,571

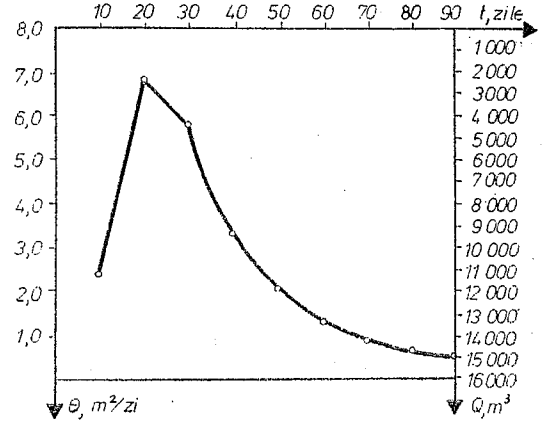


Fig. 3.15. Variația coeficientului de conductivitate hidraulică și a consumului total de apă în funcție de timp.

Din diagrama din fig. 3.15 se observă că în perioada tasărilor pronunțate din primele 20 zile, valorile coeficientului de conductivitate θ cresc, apoi încep să scadă, stabilizîndu-se la valori minime în perioada stabilizării tasării.

înainte. Cu scurgerea timpului, pe măsura creșterii acțiunii forțelor capilare și gravitaționale, cel de al doilea termen devine predominant. Variația frontului de umezire este reprezentată în fig. 3.14.

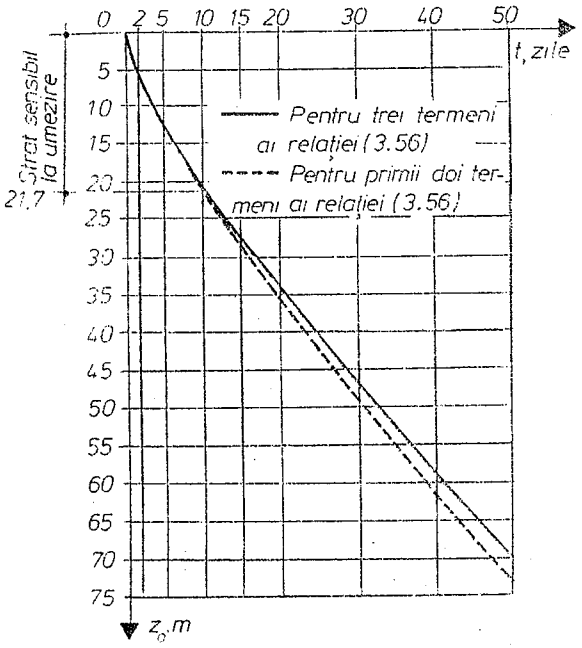


Fig. 3.14. Curbele de variație ale frontului de umezire în funcție de timp determinate cu relația (3.57).

3.5. Determinarea zonelor de umezire ale depozitelor loessoide

3.5.1. Ecuația diferențială a procesului de umezire

Pentru proiectarea construcțiilor de clădiri, canalelor, rezervoarelor tunelurilor de utilități tehnico-edilitare, amplasate pe loessuri și pămînturi loessoide sensibile la umezire, forma și mărimea zonelor umezite reprezintă o problemă de mare importanță.

Există anumite condiții care determină avansarea frontului de umezire și producerea tasării suplimentare în loessuri și în pămînturile loessoide. Astfel trebuie îndeplinite anumite condiții de umiditate minimă, de lățime minimă a sursei de umezire etc. O influență dominantă asupra vitezei și adîncimii de umezire a depozitelor loessoide sensibile la umezire precum și asupra mărimii deformațiilor suplimentare o manifestă dimensiunile sursei de umezire. Datele experimentale [85] confirmă că pentru lățimi ale sursei de umezire mai mari de 7 m și lungimi de ordinul a 30 m, se asigură un grad ridicat de umiditate în conturul zonei de infiltrație, ceea ce permite să se obțină un maximum de deformații posibile ale terenului de fundare.

În scopul stabilirii ecuațiilor de distribuție a umidității în pămînt, se pleacă de la ecuația diferențială de saturație a pămîntului pentru curentul de apă în mișcare bidimensională

$$\frac{\gamma_w}{\beta} \cdot \frac{\partial w}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x}\left(k_w \frac{\partial w}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial z}\left(k_w \frac{\partial w}{\partial z}\right) - \frac{\partial k_w}{\partial z}. \qquad (3.64)$$

Pentru liniarizarea acestei ecuații este necesară înlocuirea coeficientului de permeabilitate k_w printr-un coeficient de valoare medie. Cercetările [90] au arătat că intervalele de umiditate care reprezintă interes pentru procesul de umezire a depozitelor loessoide sînt cele cuprinse între umiditatea naturală și cea care depășește cu puțin umiditatea moleculară maximă $mw_{m,\,max}$, unde $m>1$.

Plecînd de la relația (1.11), se poate scrie

$$k_w = k_{med} = \frac{1}{mw_{m,\,max} - w_0} \int_{w_0}^{w_{m,\,max}} (a+bw)^{3,65} dw =$$

$$= \frac{(a+mbw_{m,\,max})^{4,56}}{4,56(mw_{m,\,max} - w_0)} \left[1 - \left(\frac{a+bw_0}{a+mbw_{m,\,max}}\right)^{4,56}\right]. \qquad (3.65)$$

În momentul avansării frontului de umezire, umiditatea pămîntului crește de la umiditatea naturală w_0 pînă la umiditatea moleculară maximă sau, de exemplu, pînă la umiditatea de frămîntare w_p. Acolo unde umiditatea atinge valoarea maximă, corespunzătoare higroscopicității maxime, forța capilară devine nulă. Următoarea creștere a umidității pămîntului pînă la valoarea maximă posibilă $w_{s\,ef}$, care pentru depozitele loessoide, conform datelor experimentale, se ia egală cu 0,8 din higroscopicitatea totală $w_{s\,t}$, se produce în contul apei gravitaționale, înălțimea capilară reducîndu-se la valoarea de $(0{,}5 \ldots 0{,}6)h_c$ [110, 144]. Umiditatea se deplasează de la potențialul capilar coborît

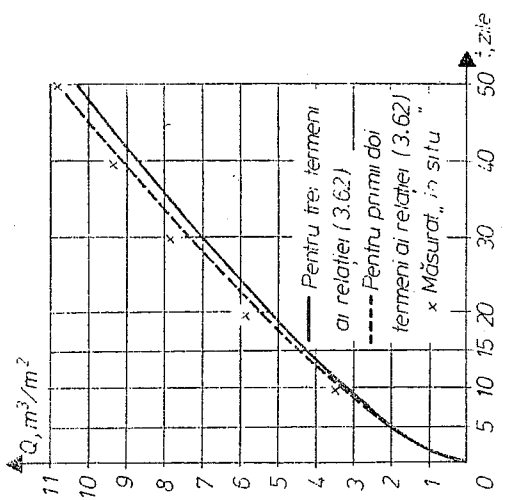


Fig. 3.13. Variația pierderii specifice de filtrație a apei în funcție de timp.

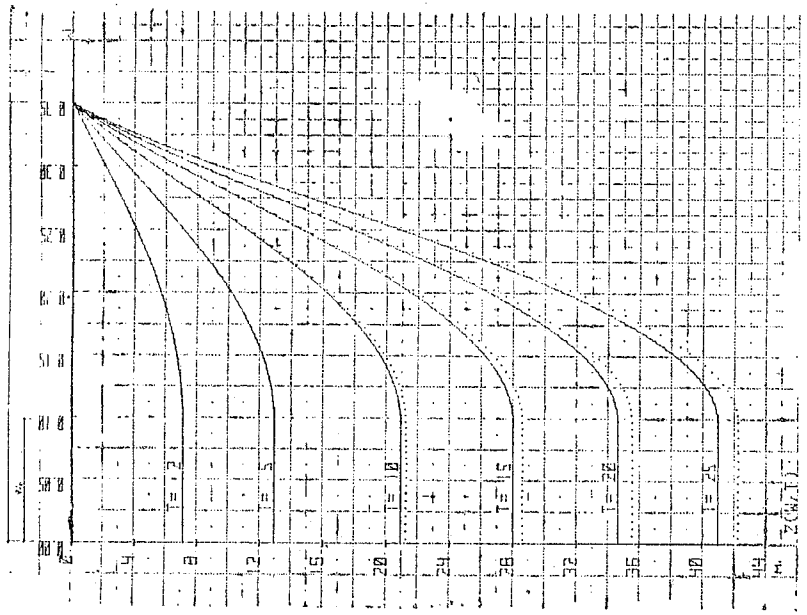


Fig. 3.12. Variația pe adîncime a umidității loessului în funcție de timp pe baza relației (3.56):
——— pentru primii trei termeni ai relației;
····· pentru primii doi termeni ai relației.

$$B_3=\sum_{j=1}^{8}Q(t_j)\,\tau_{j3}=Q(t_1)\,\tau_{13}+Q(t_2)\,\tau_{23}+\ldots+Q(t_8)\,\tau_{83}=Q(t_1)t_1^{3/2}+Q(t_2)t_2^{3/2}+\ldots+$$

$$+Q(t_8)t_8^{3/2}=0{,}23\cdot 2^{3/2}+1{,}25\cdot 5^{3/2}+3{,}08\cdot 10^{3/2}+4{,}59\cdot 15^{3/2}+5{,}86\cdot 20^{3/2}+7{,}63\cdot 30^{3/2}+$$

$$+8{,}85\cdot 40^{3/2}+9{,}84\cdot 50^{3/2}=7\,874{,}408.$$

Înlocuind datele obținute pentru A_{ij} și B_i în relația (3.81), se obțin cele 3 ecuații cu necunoscutele a_1, a_2 și a_3:

$$29{,}0164a_1+129{,}952a_2+665{,}738a_3=224{,}142$$

$$162{,}514a_1+776{,}215a_2+4\,037{,}132a_3=1\,298{,}36$$

$$970{,}700a_1+4707{,}080a_2+18\,917{,}875a_3=7\,874{,}408.$$

Prin rezolvarea acestui sistem la calculatorul electronic s-au găsit: $a_1=3{,}68983$, $a_2=0{,}95213$ și $a_3=-0{,}00999$.

Relația care exprimă legea de variație a umidității pe adîncime, funcție de timp, se obține înlocuind datele problemei în relația (3.56):

$$z(w,t)=3{,}68983\left[1-\left(\frac{w}{0{,}35-0{,}097}\right)^2\right]t^{1/2}+0{,}95215\left[1-\left(\frac{w}{0{,}35-0{,}097}\right)^2\right]^2 t-$$

$$-0{,}00999\left[1-\left(\frac{w}{0{,}35-0{,}097}\right)^2\right]^3 t^{3/2}.$$

Cu ajutorul calculatorului electronic tip Hewlett-Packard au fost trasate curbele de variație ale umidității funcție de adîncime și timp. Ele sînt prezentate în fig. 3.12. Influența termenului al treilea apare vizibilă de la timpul $t=10$ zile și crește cu adîncimea. Pentru timpul $t=10$ zile, diferența reprezintă circa 1,5 %.

După cum se vede din graficul fig. 3.12, frontul de umezire atinge partea inferioară a pachetului de loess sensibil la umezire în circa 10 zile.

Variația în timp a pierderii specifice a apei prin infiltrație se determină cu relația (3.90)

$$Q(t)=(w_s-w_0)\left(\frac{2}{3}\,a_1t^{1/2}+\frac{8}{15}\,a_2t-\frac{16}{35}\,a_3t^{3/2}\right)=$$

$$=0{,}253(2{,}48t^{1/2}+0{,}508\,t-0{,}00457t^{3/2}).$$

Grafic, această variație se prezintă ca în fig. 3.13.

În cazul în care nu se ia în considerație al treilea termen, diferența pentru $t=50$ zile reprezintă 2,38 %.

Frontul de umiditate se stabilește făcînd în relația (3.56), $w=0$:

$$z_0(t)=3{,}68983t^{1/2}+0{,}95213t-0{,}00999t^{3/2}.$$

Pentru valorile mici ale lui t, cînd mișcarea apei este determinată în principal de forțele de adsorbție, valoarea dominantă o prezintă primul termen al relației de mai

Aplicația 3.2. Se va stabili legea de distribuție a umidității în pachetul de loess din cartierul Traian-Nord Galați, pe baza măsurării *in situ* a pierderilor specifice de filtrație a apei din incinta *A*, dată în tabelul următor. Se cere poziția frontului de umezire după 10 zile de la începerea inundării incintei.

Rezultatele măsurătorilor in situ

Nr. măsurătorii	t_j, zile	$Q(t_j)$,m
1	2	0,23
2	5	1,23
3	10	3,08
4	15	4,59
5	20	5,86
6	30	7,63
7	40	8,85
8	50	9,84

Umezirea pachetului de loess s-a efectuat printr-o incintă de 22 m × 48 m în timp de 92 zile. Caracteristicile fizice ale pământului au fost: umiditatea naturală medie a pământului 11% până la adîncimea de 9,90 m și de 8,7% până la 21,70 m; porozitatea de 49% până la 9,90 m și de 45% între 9,9 și 21,7 m; greutatea volumică a scheletului a variat între 15,2 și 16,5 kN/m³, iar densitatea scheletului în limitele 26,5 și 27,3 kN/m³.

Grosimea stratului sensibil la umezire a fost de 21,70 m.

Tasarea suplimentară a pământului a început la cîteva zile de la începerea inundării și a avut valoarea maximă stabilizată convențională de 485 mm. Umiditatea de saturație medie a fost de 0,35 iar umiditatea naturală gravitică medie pe adîncime $w_{0\ med}$=0,097.

Problema va fi rezolvată pentru 3 termeni (n=3) iar numărul de măsurători pentru infiltrația apei va fi de 8 (m=8 iar j=1, 2, . . . , 8).

Rezolvare

Pe baza relației (3.59) se obține:

$$I_1=\frac{2}{3}(w_s-w_0)=\frac{2}{3}(0{,}35-0{,}097)=0{,}1687$$

$$I_2=\frac{8}{15}(w_s-w_0)=\frac{8}{15}(0{,}35-0{,}097)=0{,}1349$$

$$I_3=\frac{16}{35}(w_s-w_0)=\frac{16}{35}(0{,}35-0{,}097)=0{,}1157.$$

Constantele A_{ij} și B_i se determină cu relația (3.60):

$$A_{11}=I_1\sum_{j=1}^{8}\tau_{j1}\tau_{1j}=I_1(\tau_{11}\tau_{11}+\tau_{21}\tau_{12}+\ldots+\tau_{81}\tau_{18})=I_1(t_1+t_2+\ldots+t_8)=$$

$$=0{,}1687(2+5+10+15+20+30+40+50)=0{,}1687\cdot 172=29{,}0164.$$

$$A_{22}=I_2\sum_{j=1}^{8}\tau_{j2}\tau_{2j}=I_2(\tau_{12}\tau_{21}+\tau_{22}\tau_{22}+\ldots+\tau_{82}\tau_{28})=I_2(t_1^2+t_2^2+\ldots+t_8^2)=$$

$$=0{,}1349(2^2+5^2+10^2+15^2+20^2+30^2+40^2+50^2)=0{,}1349\cdot 5\,754=776{,}2146$$

$$A_{33}=I_3\sum_{j=1}^{8}\tau_{j3}\tau_{3j}=I_3(\tau_{13}\tau_{31}+\tau_{23}\tau_{32}+\ldots+\tau_{83}\tau_{38})=I_3(t_1^3+t_2^3+\ldots(t_8^3)=$$

$$=0{,}1157(2^3+5^3+10^3+15^3+20^3+30^3+40^3+50^3)=0{,}1157\cdot\ 163\,508=18\,917{,}875$$

$$A_{12}=I_2\sum_{j=1}^{8}\tau_{j2}\tau_{j1}=I_2(\tau_{12}\tau_{11}+\tau_{22}\tau_{21}+\ldots+\tau_{82}\tau_{81})=I_2(t_1^{3/2}+t_2^{3/2}+\ldots t_8^{3/2})=$$

$$=0{,}1349(2^{3/2}+5^{3/2}+10^{3/2}+15^{3/2}+20^{3/2}+30^{3/2}+40^{3/2}+50^{3/2})=$$

$$=0{,}1349\cdot 963{,}3312=129{,}9520$$

$$A_{21}=I_1\sum_{j=1}^{8}\tau_{j1}\tau_{2j}=I_1(\tau_{11}\tau_{21}+\tau_{21}\tau_{22}+\ldots+\tau_{81}\tau_{28})=I_1(t_1^{3/2}+t_2^{3/2}+\ldots t_8^{3/2})=$$

$$=0{,}1687\cdot 963{,}3312=162{,}5140$$

$$A_{13}=I_3\sum_{j=1}^{8}\tau_{j3}\tau_{j1}=I_3(\tau_{13}\tau_{11}+\tau_{23}\tau_{21}+\ \ldots\ +\tau_{83}\tau_{81})=\ I_3(t_1^2+t_2^2+\ldots t_8^2)=$$

$$=0{,}1157\cdot 5\,754=635{,}7378$$

$$A_{31}=I_1\sum_{j=1}^{8}\tau_{j1}\tau_{j3}=I_1(\tau_{11}\tau_{13}+\tau_{21}\tau_{23}+\ldots+\tau_{81}\tau_{83})=I_1(t_1^2+t_2^2+\ldots\ +t_8^2)=$$

$$=0{,}1687\cdot 5\,754=970{,}6998$$

$$A_{23}=I_3\sum_{j=1}^{8}\Sigma\tau_{j3}\tau_{j2}=I_3(\tau_{13}\tau_{12}+\tau_{23}\tau_{22}+\ldots+\tau_{83}\tau_{82})=\ =I_3(t_1^{5/2}+t_2^{5/2}+\ \ldots t_8^{5/2})=$$

$$=0{,}1157(2^{5/2}+5^{5/2}+10^{5/2}+15^{5/2}+20^{5/2}+30^{5/2}+40^{5/2}+50^{5/2})=0{,}1157\cdot 34\,893{,}101=$$

$$=4\,037{,}1318$$

$$A_{32}=I_2\sum_{j=1}^{8}\tau_{j2}\tau_{j3}=I_2(\tau_{12}\tau_{13}+\tau_{22}\tau_{23}+\ldots\ \tau_{82}\tau_{83})=I_3(t_2^{5/2}+t_2^{5/2}+\ldots+t_3^{5/2}=$$

$$=0{,}1349\cdot 34\,893{,}101=4\,707{,}0799$$

$$B_1=\sum_{j=1}^{8}Q(t_j)\tau_{j2}=Q(t_1)\tau_{11}+Q(t_2)\tau_{21}+\ldots+Q(t_8)\tau_{81}=Q(t_1)t_1^{1/2}+Q(t_2)t_2^{1/2}+\ldots+$$

$$+Q(t_8)t_8^{1/2}=0{,}23\cdot 2^{1/2}+1{,}23\cdot 5^{1/2}+3{,}08\cdot 10^{1/2}+4{,}59\cdot 15^{1/2}+5{,}86\cdot 20^{1/2}+7{,}63\cdot 30^{1/2}+$$

$$+8{,}85\cdot 40^{1/2}+9{,}84\cdot 50^{1/2}=224{,}1420$$

$$B_2=\sum_{j=1}^{8}Q(t_j)\tau_{j2}=Q(t_1)\tau_{12}+Q(t_2)\tau_{22}+\ldots+Q(t_8)\tau_{82}=Q(t_1)t_1+Q(t_2)t_2+\ldots+$$

$$+Q(t_8)t_8=0{,}23\cdot 2+1{,}23\cdot 5+3{,}08\cdot 10+4{,}59\cdot 15+5{,}86\cdot 20+7{,}63\cdot 30+8{,}85\cdot 40+9{,}84\cdot 50=$$

$$=1\,258{,}86$$

Pentru cazul unidimensional se poate scrie

$$\Phi_n=\sum_{j=1}^{n}\left[Q(t_j)-\int_0^{w_s-w_0}\sum_{i=1}^{n}a_i\varphi_i(w,\ t_j)\,dw\right]^2=\min. \tag{3.55}$$

Funcţia care aproximează distribuţia umidităţii va avea forma

$$z(w,\ t)=\sum_{i=1}^{n}a_i\varphi_i(w,\ t_j)=\sum_{i=1}^{n}a_i\left[1-\left(\frac{w}{w_s-w_0}\right)^2\right]^i t_j^{i/2} \tag{3.56}$$

unde: w_s este umiditatea pămîntului saturat cu apă;

w_0 — umiditatea naturală (iniţială) a pămîntului;

w — umiditatea pămîntului.

Funcţia (3.56) satisface condiţiile de margine ale problemei; astfel, la suprafaţa pămîntului creşterea umidităţii este egală cu diferenţa dintre umiditatea de saturaţie efectivă şi umiditatea naturală, ceea ce se exprimă prin

$$z=0\rightarrow w=w_s-w_0.$$

Pentru frontul de umezire această diferenţă trebuie să fie nulă:

$$z(0,\ t)=z_0t\rightarrow w=0.$$

Funcţia (3.56) de aproximare a distribuţiei umidităţii pentru această condiţie devine

$$z_0(t)=a_1t_j^{1/2}+a_2t_j+a_3t_j^{3/2}+\ldots a_nt_j^{n/2}. \tag{3.57}$$

Expresia (3 ...incide cu relaţia (3.39) care determină poziţia fron-
tului de u... ...zul fluxului continuu nestaţionar unidimensional
precum ...24) a lui J. R. Philip.

...6) în relaţia (3.55), se obţine

$$...^{1/2}+a_2I_2t_j+\ldots a_nI_nt_j^{n/2})]^2=\min \tag{3.58}$$

$$...\left(\frac{w}{w_0}\right)^2\right]^i dw. \tag{3.59}$$

...eaz cu zero derivatele relaţiei
apei în... ...obţin n ecuaţii liniare rela-
tare.

tiv la a_i, a căror rezolvare conduce la determinarea parametrilor a_i ai relaţiei (3.56)

$$\sum_{j=1}^{m}[Q(t_j)-(a_1I_i\cdot\tau_{j1}+a_2I_2\tau_{j2}+\ldots a_nI_n\tau_{jn})]\tau_{jn}I_n=0.$$

Dacă se notează cu

$$A_{in}=I_n\sum_{j=1}^{n}\tau_{jn}\tau_{ji}\ \text{şi}\ B_i=\sum_{j=1}^{m}Q(t_j)\tau_{ji} \tag{3.60}$$

se obţine sistemul de ecuaţii algebrice liniare sub forma

$$\begin{aligned}
&A_{11}a_1+A_{12}a_2+A_{13}a_3+\ldots+A_{1n}a_n=B_1\\
&A_{21}a_1+A_{22}a_2+A_{23}a_3+\ldots+A_{2n}a_n=B_2\\
&\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\\
&\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\\
&A_{n1}a_1+A_{n2}a_2+A_{n3}a_3+\ldots+A_{nn}a_n=B_n.
\end{aligned} \tag{3.61}$$

Diagrama finală de distribuţie în pămînt a umidităţii pe adîncime se face în baza relaţiei (3.56), în care au fost introduse valorile parametrilor a_i daţi din sistemul de n ecuaţii ai relaţiei (3.61).

Ecuaţia finală a acestei diagrame devine

$$Q(t)=\int_0^{w_s-w_0}\sum_{i=1}^{n}a_i\left[1-\left(\frac{w}{w_s-w_0}\right)^2\right]^i t^{1/2}\,dw=$$

$$=(w_s-w_0)\left(\frac{2}{3}a_1t^{1/2}+\frac{8}{15}a_2t+\frac{16}{35}a_3t^{3/2}+\ldots\right). \tag{3.62}$$

În cazul în care depozitul loessoid este format din mai multe straturi, k, cu caracteristici fizice diferite, funcţia aproximativă se poate scrie sub forma

$$z(w,\ t)=\sum_{i=1}^{n}a_i^{(k)}\left[1-\left(\frac{w}{w_s-w_0}\right)^2\right]^i t^{i/2} \tag{3.63}$$

unde k este numărul stratului egal cu 1, 2, 3, ... În acest caz condiţiile iniţiale şi de margine ale problemei vor fi:

— la suprafaţa terenului $z=0\rightarrow\Delta w=w_s-w_0$;

— la frontul de umezire $z=z_0(t)=\sum_{i=1}^{n}a_i^{(k)}t^{1/2}\rightarrow\Delta w=0$.

Mersul acestui calcul este expus în lucrările [90, 92].

Se consideră o incintă lungă și îngustă, umplută cu apă, situată pe un depozit loessoid avînd umiditatea inițială constantă pe adîncime. În aceste condiții tasarea suplimentară și infiltrația apei se consideră bidimensionale.

Dacă pe baza măsurătorilor *în situ* se stabilesc la diferite perioade de timp cantitățile de apă infiltrată în teren $Q(t_j)$ raportate la lungimea incintei inundate, iar după timpul t_j în procesul de tasare se determină atît adîncimile $z(t_j)$ la care pătrunde frontul de umezire, cît și suprafețele verticale umezite $A_w(t_j)$ (fig. 3.10), cantitatea de apă din zona analizată se poate determina cu relația

$$q=\overline{w}(t)A_w(t) \tag{3.50}$$

unde $\overline{w}(t)$ este valoarea medie a umidității în limitele zonei respective. Liniile de egală umiditate (izoliniile) se determină cu funcțiile $w(x, z, t_j)$ sau $z(w, x, t_j)$.

Valoarea medie a umidității este dată de expresia

$$\overline{w}(t)=\frac{1}{A_w(t)}\iint\limits_{A_w(t)}\overline{w}(x,z)\mathrm{d}A_w. \tag{3.51}$$

R. J. Bally în lucrarea [14] recomandă metoda inversă de determinare a ecuației de migrație a apei, adică cea tratată de A. A. Mustafaev, arătînd avantajele acestei metode care constau în aceea că determinările umidității sînt mai comode și mai sigure decît cele ale permeabilității sau ale presiunii apei din pori, cu atît mai mult cu cît sînt luate în vedere pămînturile naturale.

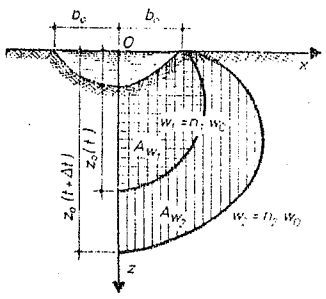


Fig. 3.10. Schema de calcul a consumului apei de filtrație.

În continuare se va reda pe scurt metoda lui A. A. Mustafaev însoțită de o aplicație în care sînt utilizate măsurătorile efectuate la poligonul experimental din cartierul Traian Nord al municipiului Galați.

Pentru a determina funcția căutată $w(x, z, t_j)$ din relația (3.51) în condițiile de margine date, în lucrările [90, 91, 92] se propune înlocuirea acesteia cu o funcție analitică aproximativă $\overline{w}(x, z, t_j)$ astfel aleasă încît să aproximeze cît mai bine funcția inițială. Aceasta înseamnă că abaterile de la valorile reale ale funcției trebuie să fie minime. Astfel, funcției aproximative a umidității $\overline{w}(x, z, t_j)$ îi va corespunde valoarea aproximativă a pierderilor de apă infiltrată

$$\overline{Q}(t_j)=\iint\limits_{A_w(t)}\overline{w}(x, z, t_j)\mathrm{d}A_w. \tag{3.52}$$

Cea mai comodă formă pentru expresia aproximativă apare funcția sub formă de serie

$$\overline{w}(x, z, t_j)=\sum_{i=1}^{\infty}a_i\cdot\varphi_i(x, z, t)$$

unde: $i=1, 2, 3, \ldots, n$;

a_i sînt parametri constanți nedeterminați, aleși astfel încît funcția aproximativă să aproximeze cît mai bine distribuția apei în pămînt;

$\varphi_i(x, z, t)$ — funcții convenabile pentru reprezentarea în totalitate a distribuției apei.

Ca mijloc de aproximare se alege metoda celor mai mici pătrate. Această problemă exprimată matematic capătă forma

$$F_n=\sum_{j=1}^{m}\left[Q(t_j)-\iint\limits_{A_w(t)}\sum_{i=1}^{\infty}a_i\varphi_i(x, z, t)\mathrm{d}A_w\right]^2=\min. \tag{3.53}$$

Pentru a determina parametrii a_i din relația (3.53), se alcătuiește următorul sistem de ecuații liniare

$$\frac{F_n}{a_1}=0;\quad \frac{F_n}{a_2}=0;\ \ldots\ \frac{F_n}{a_n}=0.$$

Dacă incinta de inundare, situată pe un depozit loessoid cu umiditate w_0 constantă pe adîncime, are în plan dimensiunile mai mari decît grosimea depozitului sensibil la umezire, tasarea suplimentară și umezirea se analizează ca unidimensionale. În acest caz, dacă se consideră momentul t_j, pierderile de apă din incintă raportate la suprafața acestuia vor fi $Q(t_j)$; apa se va infiltra la adîncimea $z_0(t_j)$ și va forma frontul de umiditate care se va determina prin funcția $z(w, t_j)$ sau $w(z, t_j)$, (fig. 3.11).

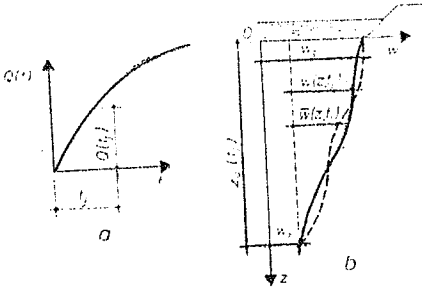


Fig. 3.11. Graficele de interdependență:

a — variația cantității de apă infiltrată în timp; *b* — variația umidității pe adîncime.

Dacă funcția de aproximare a umidității va fi de forma $z(w, t)$, pierderea de apă infiltrată va fi dată de expresia

$$Q(t)=\int_{0}^{w_s-w_0}z(w, t)\mathrm{d}w. \tag{3.54}$$

rea la o distanță de la suprafața pămîntului, antrenînd zone de pămînt din ce în ce mai mari, pe măsura coborîrii frontului de umiditate.

Sînt posibile două ipoteze care să explice influența umidității asupra dinamicii tasării suplimentare. Prima constă în aceea că deformațiile suplimentare s-ar datora prezenței în pămînt a apei legate și a apei capilare, deci înainte de apariția fluxului continuu de filtrație.

A doua ipoteză constă în aceea că deformația prin prăbușire s-ar datora acțiunii fluxului de filtrație. Se poate afirma că ambele ipoteze sînt valabile în egală măsură dacă se ține seama de cele două clase în care se împart depozitele loessoide.

Din prima clasă fac parte depozitele loessoide la care coeziunea și rezistența sînt asigurate de o cimentare nestabilă la umiditate și care se dizolvă rapid sub acțiunea apei. La acest tip de pămînturi fenomenul de distrugere a structurii se manifestă înainte de apariția fluxului continuu de filtrație, adică în perioada deficitului de apă. Însă apariția fluxului continuu de filtrație conduce la dezvoltarea în continuare a unor deformații suplimentare, prin dizolvarea legăturilor care au mai rămas nedizolvate în prima fază și prin antrenarea fracțiunilor de pămînt mărunte, odată cu coborîrea apei de filtrație.

Din a doua clasă fac parte depozitele loessoide la care coeziunea și rezistența structurală sînt asigurate de legăturile cimentate, realizate prin cristalizarea sărurilor, avînd stabilitate mai mare la acțiunea apei. Pentru dizolvarea acestor legături trebuie cantități mai mari de apă. În acest caz, prezența apei legate și peliculare nu conduce decît la modificarea ușoară a structurii pămîntului respectiv, rolul principal în dizolvarea legăturilor revenindu-i fluxului continuu de filtrație. În asemenea cazuri structura pămîntului se distruge într-un proces de umezire de durată, cu rații de apă în exces.

Astfel, dacă se notează cu t_0 timpul de începere a fluxului de filtrație și cu t_1 timpul de apariție a deformațiilor suplimentare din stratul depozitului umezit, atunci pentru prima clasă de pămînt rezultă $t_0 > t_1$ iar pentru a doua clasă $t_0 < t_1$ [90, 91].

Dacă se presupune că un depozit loessoid din prima clasă este umezit cu apă în deficit (suficientă numai pentru formarea apei legate și apei capilare) iar în momentul apariției deformației suplimentare sursa de apă este oprită, dezvoltarea zonei umezite se va opri și ea datorită lipsei de apă. Se cunoaște că apa capilară, prin paradoxul care infirmă legea lui Jurin și Laplace, deși este supusă acțiunii greutății sale, nu se deplasează în jos, ci rămîne suspendată în capilarele pămîntului (fiind în echilibru stabil), (fig. 3.9). Acest fenomen va produce oprirea deplasării apei în jos și în consecință oprirea dezvoltării tasării suplimentare.

Dezvoltarea zonei umezite și prin urmare a zonei deformate suplimentar va fi posibilă numai în cazul cînd umiditatea creată în pămîntul respectiv va fi abundentă și va permite deplasarea apei din straturile superioare către cele inferioare, sub acțiunea forței de gravitație.

Se poate trage deci concluzia că surplusul de apă necesar deplasării frontului de umiditate se poate obține numai prin crearea fluxului continuu de filtrație care, deplasîndu-se în jos, va împinge în fața sa apa legată și apa capilară.

Cu scurgerea timpului, zona umezită și deformată suplimentar prin prăbușire (zona distrusă) se va extinde treptat pe adîncimea depozitului loessoid, pînă la stratul indeformabil sau pînă la zona desensibilizată la umezire. În limitele zonei distruse se va produce consolidarea pămîntului, însoțită de fenomenele de sufoziune care împreună conduc la modificarea fundamentală a structurii pămîntului, adică la îmbunătățirea acesteia.

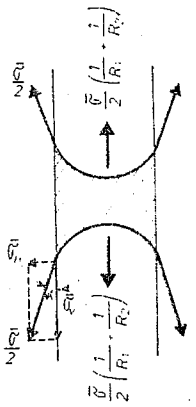


Fig. 3.9. Apa capilară discontinuă, suspendată.

Pentru a stabili mișcarea frontului de umiditate în cadrul procesului de tasare suplimentară, A. A. Mustafaev [90, 91], plecînd de la relațiile obținute pentru mișcarea frontului de umezire la pămîntul bistrat, deduce următoarea relație

$$\frac{z-h}{h_a+h_\sigma^-}\left[1-\frac{h\left(\frac{k_{f_2}}{k_{f_1}}-1\right)-S}{h_a+h_\sigma^-}\right]\ln\frac{z+h_a+h_\sigma^-}{h_a+h_\sigma^-+h}=\frac{k_{f_2}t}{n_2(h_a+h_\sigma^-)} \qquad (3.49)$$

unde S este tasarea suplimentară stabilizată a stratului de pămînt umezit.

Pentru $t<t_0$ și în condițiile $S(t_0)=h(t_0)=0$ și $k_{f_1}=k_{f_2}$, relația (3.49) se transformă în relația (3.34) pentru problema filtrației prin pămîntul monostrat.

3.4.4. Metoda aproximativă de rezolvare a problemei nestaționare de umectare a depozitelor loessoide

A. A. Mustafaev în lucrările [90, 92] propune o metodă aproximativă de determinare a curbelor de variație a frontului de umezire pe adîncime și în timp, pentru depozitele loessoide omogene sau stratificate care au fost inundate cu apă în incinte special amenajate.

Se consideră: $v_1=\frac{d\varphi_1}{dz}$ și $v_2=\frac{d\varphi_2}{dz}$

iar

$$\varphi_1=-k_{f_1}\left(\frac{q_1}{q_2}-z\right) \quad \text{și} \quad \varphi_2=-k_{f_2}\left(\frac{q_2}{q_1}-z\right). \tag{3.44}$$

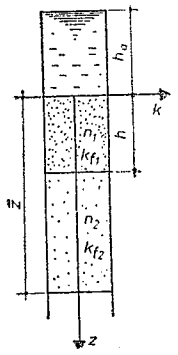


Fig. 3.7. Infiltrarea apei în pământul bistrat.

Pentru ca φ_1 și φ_2 să satisfacă ecuația lui Laplace după z, se scriu φ_1 și φ_2 ca funcții de z sub forma

$$\varphi_1=v(t)z+b_1(t); \qquad \varphi_2=v(t)z+b_2(t). \tag{3.45}$$

Din condiția egalității presiunii pentru $z=h$, rezultă

$$\frac{\varphi_1}{k_{f_1}}=\frac{\varphi_2}{k_{f_2}} \text{ sau } \frac{vh+b_1}{k_{f_1}}=\frac{vh+b_2}{k_{f_2}}.$$

Pentru $z=0$ se poate scrie

$$\varphi_1=b_1=-k_{f_1}h_a$$

iar pentru $z=\bar{z}$ se obține

$$\varphi_2=v\bar{z}+b_2=k_{f_2}(h_\sigma^-+\bar{z}).$$

Eliminînd pe b_1 și b_2 din ultimele două relații, se ajunge la expresia

$$\frac{d\bar{z}}{dt}=\frac{v}{n_2'}=\frac{k_{f_2}}{n_2'}\cdot\frac{h_a+h_\sigma^-+\bar{z}}{\bar{z}\left(\frac{k_{f_2}}{k_{f_1}}-1\right)h}. \tag{3.46}$$

Prin integrarea relației (3.46), se obține [107]

$$\frac{\bar{z}-h}{h_a+h_\sigma^-}-\left[1-\left(\frac{k_{f_2}}{k_{f_1}}-1\right)\frac{h}{h_a+h_\sigma^-}\right]\ln\left(1+\frac{\bar{z}-h}{h_a+h_\sigma^-+h}\right)=\frac{k't_{f_2}}{n_2'(h_a'+h_\sigma^-)}. \tag{3.47}$$

Apare evident că pentru stratul superior se aplică relațiile precedente stabilite pentru mișcarea apei. Ca moment inițial $t=0$ se ia momentul în care începe infiltrația apei în stratul inferior.

Pentru $k_{f1}=k_{f2}$, relația (3.47) se transformă în relația (3.34), dacă pentru $t=0$ se ia $h=0$.

Cînd grosimea stratului superior este mică în comparație cu mărimea $h_a+h_\sigma^-$ (cazul straturilor superioare colmatate), se poate obține relația [107]

$$T_1=Z_1\left[1-\left(\frac{k_{f_2}}{k_{f_1}}-1\right)\frac{h}{h_a+h_\sigma^-}\right]\ln(1+Z_1). \tag{3.48}$$

Această funcție este reprezentată în fig. 3.8 pentru diferite valori ale lui $\alpha_k=\frac{k_{f_2}}{k_{f_1}}$ și $m_h=\frac{h}{h_a+h_\sigma^-}$.

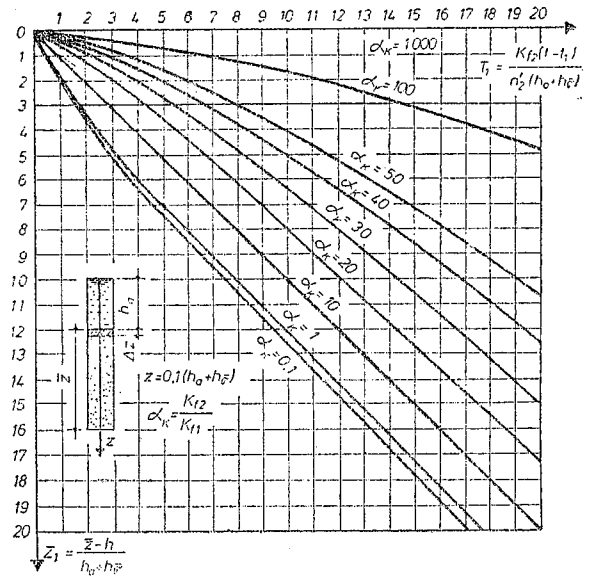


Fig. 3.8. Reprezentarea relației (3.51) pentru diferite valori ale lui α_k și ale lui m_k.

3.4.3. Stabilirea frontului de umiditate ținînd seama de tasarea suplimentară

Procesul de tasare prin umezirea depozitelor loessoide de la o sursă oarecare de apă se descrie printr-o schemă care este legată de trei etape, prima referindu-se la deplasarea de început a apei legate, a doua la mișcarea apei capilare iar cea din urmă se referă la transformarea apei capilare în apă gravitațională, prin trecerea sa în fluxul de filtrație.

Apa legată și apa capilară determinată de un flux de infiltrație umezesc particulele de pămînt și prin fenomenul de sufoziune distrug într-o măsură oarecare legăturile cimentate care asigură rezistența și coeziunea pămîntului, ceea ce permite particulelor de pămînt să devină susceptibile unor lunecări sub acțiunea încărcărilor.

Deoarece în primele straturi de sub sursa de apă aceste încărcări au valori reduse, rezultă că fenomenul de tasare suplimentară va apă-

Dacă în această relație se fac notațiile:

$$Z_1 = \frac{z}{h_a + h_{\bar{\sigma}}} \text{ și } T_1 = \frac{k_f \cdot t}{n'(h_a + h_{\bar{\sigma}})} \tag{3.35}$$

se obține:

$$T_1 = Z_1 - \ln(1 + Z_1). \tag{3.36}$$

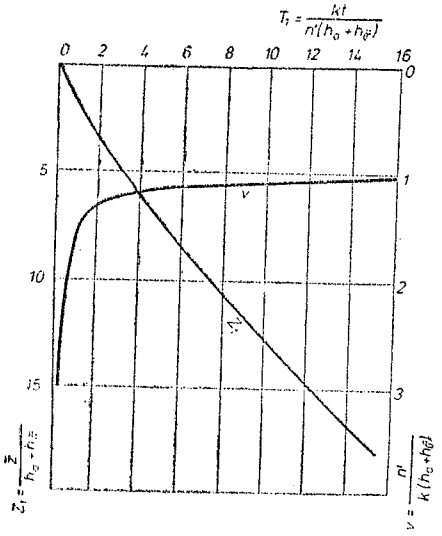


Fig. 3.5. Variația frontului de umezire conform relației (3.37) și a vitezei v funcție de T_1 [107].

Expresia (3.36) este reprezentată în fig. 3.5 în care apare și variația vitezei apei infiltrate v în funcție de T_1.

Pentru valorile mici ale lui Z_1, funcția (3.36) se poate dezvolta în serie [107]

$$T_1 = \frac{Z_1^2}{2} - \frac{Z_1^3}{3} + \frac{Z_1^4}{4} - \ldots = \frac{Z_1^2}{2}\left(1 - \frac{2}{3}Z_1 + \frac{1}{22}Z_1^2 + \ldots\right); \tag{3.37}$$

Efectuînd o serie de calcule se obține

$$Z_1 = \sqrt{2T_1} + \frac{2}{3}T_1 + \frac{\sqrt{2}}{18}T_1^{3/2} + \ldots \tag{3.38}$$

Înlocuind în relația (3.38) valorile lui T_1 și Z_1 cu cele din relația (3.35), se obține poziția frontului de umiditate

$$z = 2\frac{k_f}{n'}(h_a + h_{\bar{\sigma}})t^{1/2} + \frac{2}{3}\cdot\frac{k_f}{n'}\cdot t + \frac{\sqrt{2}}{18}\sqrt{\frac{k_f^3}{n'^3(h_a + h_{\bar{\sigma}})}}\cdot t^{3/2} + \ldots \tag{3.39}$$

Comparînd această relație cu relația (3.24) a lui J. R. Philip, se poate observa că cele două relații coincid dacă

$$\varphi(w) = \sqrt{\frac{2k_f}{n'}(h_a + h_{\bar{\sigma}})}$$

$$\chi(w) = \frac{2}{3}\cdot\frac{k_f}{n'} \tag{3.40}$$

$$\psi(w) = \frac{\sqrt{2}}{18}\sqrt{\frac{k_f^3}{n'^3(h_a + h_{\bar{\sigma}})}}.$$

În felul acesta, legea de modificare a frontului de umiditate în tim este identică la ambele rezolvări.

Pentru perioada inițială de infiltrație, poziția frontului de umiditate poate fi stabilită aproximativ prin formula [90]

$$\bar{z} = 2\frac{k_f}{n'}(h_a + h_{\bar{\sigma}})t^{1/2} = \alpha\sqrt{t} \tag{3.41}$$

unde:

$$\bar{v} = \frac{\alpha}{2\sqrt{t}} \text{ și } \alpha = 2{,}37\sqrt{\theta}. \tag{3.42}$$

Aici θ este coeficientul de conductivitate al apei prin pămînt, definit de relația (3.67).

Viteza apei infiltrate $\bar{v}$, așa cum rezultă din relația (3.42), scade asimptotic pe măsura creșterii timpului t.

Aplicația 3.1. Se consideră o incintă experimentală inundată cu apă la nivel constant $h_a = 1$ m. Terenul este format dintr-un pachet de loess omogen de grosime $H = 20$ m, avînd $k_f = 4{,}5$ cm/h. Înălțimea capilară $h = 2{,}00$ m, iar porozitatea $n = 50\%$. Se va determina variația frontului de umiditate pentru primele 3 zile considerînd că în această perioadă k_f rămîne constant.

Se va determina de asemenea variația vitezei de infiltrație.

Rezolvare:

Conform relației (3.41) se determină variația adîncimii la care ajunge frontul de umiditate și care este reprezentată în fig. 3.6.

$$z(t) = \sqrt{2 \cdot \frac{4{,}50}{0{,}50}(100 + 200)\cdot t^{0{,}5} - 73{,}485\ t^{0{,}5}}.$$

Variația vitezei de filtrație reprezentată în fig. 3.6 se determină cu relația (3.42)

$$\bar{v} = \frac{73{,}485}{2\sqrt{t}} = 36{,}7425\ t^{0{,}5}$$

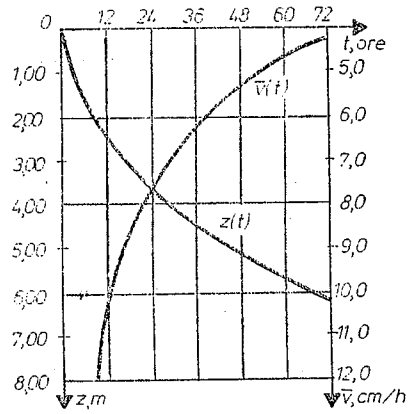


Fig. 3.6. Variația vitezei de filtrație și a frontului de umezire în funcție de timp.

3.4.2. Infiltrația apei în pămîntul bistrat

Se consideră un teren format din două straturi avînd coeficienții de filtrație k_{f1}, respectiv k_{f2} și porozitățile n_1', respectiv n_2', (fig. 3.7).

Dacă se ia în considerare continuitatea fluxului de apă, vitezele de filtrație v_1 și v_2 prin cele două straturi apar ca funcții de t și sînt egale între ele

$$v_1 = v_2 = v(t). \tag{3.43}$$

culoare deschisă. Pămîntul respectiv are o umiditate gravimetrică inițială de 18%. Pămîntul avînd $\rho_d=1{,}32$ g/cm^3, umiditatea sa volumică va rezulta $w_0=1{,}32\cdot 0{,}18=0{,}2376$. În planul $z=0$, umiditatea gravimetrică de saturație este de 37,5%, ceea ce corespunde valorii $w_s=0{,}4950$.

Rezolvarea s-a efectuat în baza relației (3.11) și a condițiilor (3.12), soluția fiind stabilită pentru primii patru termeni cu 10 intervale w.

Variația celor patru funcții φ, χ, ψ și ω este reprezentată în fig. 3.2, *c*, seria reprezentînd o rapidă convergență, chiar pentru valori mari ale lui t.

În fig. 3.2, *b* este reprezentată variația în timp a umidității pe adîncime. Pe baza valorilor funcțiilor φ, χ, ψ și ω se poate trage concluzia că eroarea obținută prin eliminarea celorlalți termeni ai relației (3.24) nu va depăși $2\cdot 10^{-14}\,t^2$, ceea ce reprezintă pentru $t=60$ h ($2\cdot 2\cdot 10^5$ s) o eroare mai mică de 1‰ și pentru $t=8$ zile ($7\cdot 10^5$ s), o eroare mai mică de 1%.

Limita preciziei depinde nu de eliminarea ultimilor termeni ai relației (3.24), ci de precizia cu care se determină funcțiile φ, χ, ψ și ω.

3.4. Mișcarea nestaționară unidimensională a fluxului de filtrație

3.4.1. Infiltrația nepermanentă verticală ascendentă și descendentă

Infiltrația nepermanentă verticală se poate determina atît pentru cazul infiltrației ascendente cît și pentru cazul infiltrației descendente.

— *În cazul infiltrației ascendente*, viteza $\frac{dz}{dt}$ cu care se ridică limita superioară a zonei saturate, în direcție verticală, se determină cu relația [65]

$$\frac{dz}{dt}=\frac{k_f}{n'}\cdot\frac{h_\sigma^- - z}{z}, \tag{3.28}$$

Prin integrare se obține timpul de ridicare capilară a apei la înălțimea z

$$t=\frac{n'\cdot h_\sigma^-}{k_f}\left[\ln\frac{h_\sigma^-}{h_\sigma^- - z}-\frac{z}{h_\sigma^-}\right] \tag{3.29}$$

unde: n' este porozitatea volumică efectivă;

h_σ^- — înălțimea capilară a apei în porii pămîntului;

k_f — coeficientul de filtrație pentru saturația totală a pămîntului.

Porozitatea efectivă (activă) este acea parte din volumul porilor care participă la procesul infiltrației nepermanente, raportată la volumul total. Fiind vorba de o umplere, o parte din pori este deja umplută cu apă, iar o altă parte rămîne plină cu aer. Rezultă deci că $\frac{n'}{n}$ este întotdeauna subunitar.

Dacă în relația (3.29) se fac notațiile

$$T=\frac{k_f t}{n' h_\sigma^-} \quad \text{și} \quad Z=\frac{z}{h_\sigma^-} \tag{3.30}$$

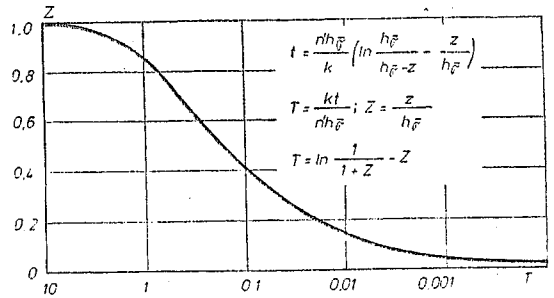


Fig. 3.3. Variația gradului relativ de umplere a porilor cu apă funcție de Z.

expresia (3.29) rezultă sub forma

$$T=\ln\frac{1}{1-Z}-Z. \tag{3.31}$$

Variația acestei expresii este reprezentată în fig. 3.3.

— *În cazul infiltrației descendente*, viteza $\frac{dz}{dt}$ de coborîre a apei capilare devine:

$$\frac{dz}{dt}=\frac{k_f}{n'}\cdot\frac{h_\sigma^- + z + h_a}{z}. \tag{3.32}$$

Prin integrarea acestei relații pentru condiția inițială $z(0)=0$, se obține (fig. 3.4)

$$t=\frac{n'}{k_f}\left[z-(h_a+h_\sigma^-)\ln\left(1+\frac{z}{h_a+h_\sigma^-}\right)\right]. \tag{3.33}$$

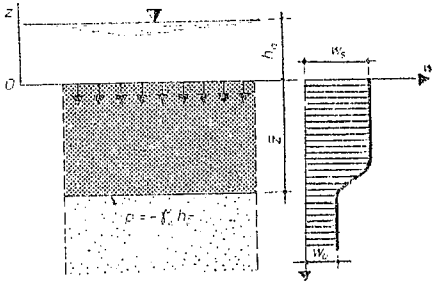


Fig. 3.4. Schemă pentru ecuația infiltrației nepermanente verticale descendente.

Dacă mișcarea apei este descendentă (de golire), nu toată apa din pori este cedată de pămînt, ci o parte rămîne sub formă de apă peliculară și capilară. În acest caz, relația (3.33) se poate scrie sub forma [107]

$$\frac{z}{h_a+h_\sigma^-}-\ln\left(1+\frac{z}{h_a+h_\sigma^-}\right)=\frac{k_f\cdot t}{n'(h_a+h_\sigma^-)}. \tag{3.34}$$

Viteza de infiltrație este dată de relația

$$v = \frac{\partial Q}{\partial t} = \frac{1}{2} t^{-1/2} \int_{\varphi} + \left(k_0 + \int_{\chi}\right) + \frac{3}{2} t^{1/2} \int_{\psi} + 2t \int_{\omega} + \ldots$$

$$\ldots + \frac{m}{2} t^{\frac{m}{2}-1} \int_{f_m} + \ldots \qquad (3.27)$$

Expresiile (3.26) și (3.27) sînt convergente pentru toate valorile lui t, în afară de cele foarte mari.

După cum se observă din relația (3.24), la începutul infiltrației, primul termen al acestei serii are valori dominante (fig. 3.2, *c*), adîncimea de umezire crescînd proporțional cu $t^{1/2}$; viteza de infiltrație se reduce însă proporțional cu $t^{-1/2}$, așa cum rezultă din relația (3.27).

Gradientul potențialului gravitațional în această perioadă este foarte mic în comparație cu gradientul potențialului matriceal.

În următoarele stadii ale infiltrației, profilul umidității fiind mai uniform în orizonturile superioare, se deplasează de sus în jos cu viteza [90]

$$v_e = \frac{k_s - k_0}{w_s - w_0}. \qquad (3.27\ a)$$

De problema infiltrațiilor s-au ocupat printre alții G. Bodman și E. Colman [20] ale căror rezultate experimentale au coincis cu rezultatele obținute de J. R. Philip. În lucrările [20, 101] a fost prezentat un profil al distribuției umidității în pămînt (fig. 3.2, *a*), în care se disting cinci zone:

— zona saturată, situată în partea superioară, care ajunge la adîncimea maximă de circa 1,5 cm; la solurile mai fine, în această zonă are loc o umflare;

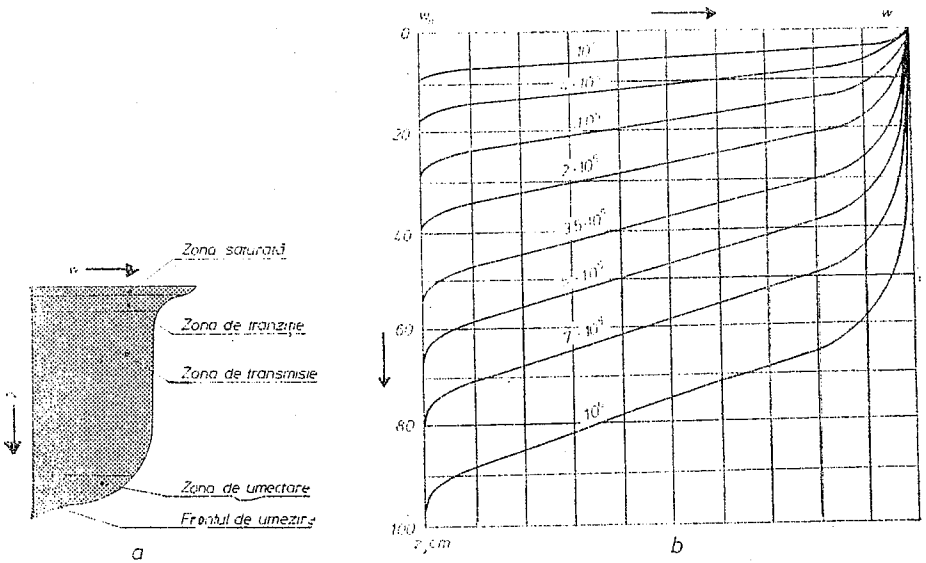
— zona de tranziție care se întinde pînă la o adîncime de circa 5 cm și în care se produce o descreștere rapidă a umidității pe adîncime;

— zona de transmisie, unde umiditatea variază lent, atît pe adîncime cît și în timp, și din ce în ce mai lent pe măsură ce infiltrația înaintează;

— zona de umectare, în care conținutul de umiditate variază destul de rapid pe adîncime și în timp;

— ultima zonă este delimitată la partea ei inferioară de frontul de umezire care reprezintă limita de pătrundere a apei în pămînt.

Pentru exemplificare, în lucrarea [99] este prezentată variația umidității într-o coloană verticală semiinfinită din argilă de Yolo, de



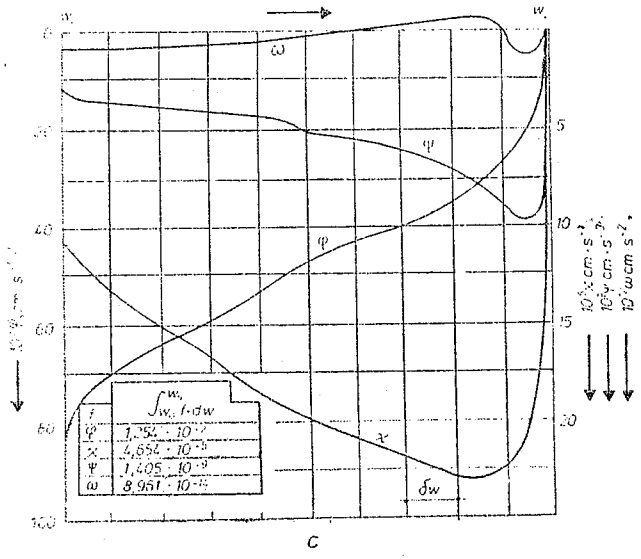


Fig. 3.2. Epura distribuției umidității după J. R. Philip:

a — zonele de distribuție a umidității pe adîncime [20, 101]; *b* — distribuția umidității în timp la argile de Yolo [103]; *c* — variția coeficienților φ, χ, ψ, ω, ale seriei (3.24) pentru argile de Yolo [103].

Se pleacă de la ecuaţia

$$\frac{\partial w}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z'}\left(D\,\frac{\partial w}{\partial z'}\right) \tag{3.14}$$

şi de la condiţiile

$$w=w_0, \qquad t=0, \qquad z'>0 \tag{3.15}$$
$$w=w_s, \qquad t\geqslant 0, \qquad z'=0.$$

Introducînd relaţia (3.13) în (3.14), se obţine [90, 99]

$$-\frac{\varphi}{2}\cdot\frac{\partial w}{\partial \varphi} = \frac{\partial}{\partial \varphi}\left(D\,\frac{\partial w}{\partial \varphi}\right)^2 \tag{3.16}$$

Pentru a face pe w variabilă independentă, se înmulţesc ambii termeni ai relaţiei (3.16) cu $\frac{\partial \varphi}{\partial w}$

$$-\frac{\varphi}{2} = \frac{\partial}{\partial w}\left(D\,\frac{\partial w}{\partial \varphi}\right)^2 \tag{3.17}$$

Integrarea conduce la

$$\int_{w_0}^{w} \varphi\,dw = -2D\,\frac{dw}{d\varphi} \tag{3.18}$$

şi este supusă condiţiilor

$$w=w_s, \qquad \varphi=0\ . \tag{3.19}$$

Ecuaţia (3.18) în condiţiile (3.19) se rezolvă imediat prin integrare directă.

Soluţia ecuaţiei (3.14) se consideră ca primă aproximare a lui z.

Se rescriu ecuaţiile (3.11) şi (3.14) cu w ca variabilă independentă [90]

$$-\frac{\partial Z^\circ}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial w}\left(D\,\frac{\partial w}{\partial z}\right) - \frac{\partial k_f}{\partial w}$$
$$-\frac{\partial Z'}{\partial t_z} = \frac{\partial}{\partial w}\left(D\,\frac{\partial w}{\partial z'}\right)^2 \tag{3.20}$$

Scăzînd din expresia a doua a relaţiei (3.20) pe prima, se obţine [90]

$$\frac{\partial Z^\circ}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial w}\left(D\,\frac{\partial w}{\partial z'}\cdot\frac{\partial Z^\circ}{\partial z}\right) + \frac{\partial k_f}{\partial w}$$
$$Z^\circ = Z - Z'; \quad \frac{\partial Z^\circ}{\partial z} = \frac{\partial Z^\circ}{\partial z'} \tag{3.21}$$
$$\frac{\partial Z^\circ}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial w}\left[D\left(\frac{\partial w}{\partial z'}\right)^2\cdot\frac{\partial Z^\circ}{\partial w}\right] + \frac{\partial k_f}{\partial w}.$$

Substituţia $\chi = Z^\circ\cdot t^{-1/2}$ conduce la o ecuaţie diferenţială obişnuită de forma

$$\chi = \frac{\mathrm{d}}{\mathrm{d}w}\left(p\,\frac{\mathrm{d}\chi}{\mathrm{d}w}\right) + \frac{\mathrm{d}k_f}{\mathrm{d}w} \tag{3.22}$$

unde $p(w)=D\left(\frac{\mathrm{d}w}{\mathrm{d}\varphi}\right)^2$ şi $\varphi(w)=Z'\cdot t^{-1/2}$ sînt funcţii care se determină din rezolvarea ecuaţiei (3.20) în condiţiile (3.15).

Integrînd ecuaţia (3.22), se obţine:

$$\int_{w_0}^{w} \chi\,\mathrm{d}w = p\,\frac{\mathrm{d}\chi}{\mathrm{d}w} + (k_f - k_0) \tag{3.23}$$

unde k_0 este valoarea lui k_f pentru $w=w_0$ şi $\chi=0$.

Repetînd procedeul arătat, se pot deduce funcţii noi asemenea cu $\varphi(w)$ şi $p(w)$, a căror totalitate reprezintă soluţia ecuaţiei (3.11). Soluţia finală, după R. J. Philip, se obţine sub forma unei serii de puteri ale lui $t^{1/2}$

$$Z = \varphi(w)\cdot t^{1/2} + \chi(w)\cdot t + \psi(w)\cdot t^{3/2} + \omega(w)\cdot t^2 + \ldots + f_m(w)\cdot t^{m/2} \tag{3.24}$$

în care coeficienţii $\varphi, \chi, \psi, w, \ldots, f_m(w)$ sînt funcţii de w care formează soluţiile unei serii de ecuaţii ordinare ce se pot rezolva rapid prin metode numerice simple.

Convergenţa seriei (3.24) fiind foarte rapidă, permite ca în perioada iniţială a infiltraţiei, distribuţia umidităţii să se determine în principal prin funcţia $\varphi(w)$ care caracterizează permeabilitatea solului în partea sa superioară.

Cantitatea totală de apă care umezeşte fîşia de pămînt de lăţime unitară, este dată de relaţia [90]:

$$Q = \int_{w}^{w_s} z\,\mathrm{d}w + k_0 t \tag{3.25}$$

unde:

$$\int_{w_0}^{w_s} z\,\mathrm{d}w = t^{1/2}\int_{w_0}^{w_s}\varphi(w)\mathrm{d}w + t\int_{w_0}^{w_s}\chi(w)\mathrm{d}w + t^{3/2}\int_{w_0}^{w_s}\psi(w)\mathrm{d}w + \ldots$$
$$\ldots + t^{\frac{m}{2}}\int_{w_0}^{w_s} f_m(w)\mathrm{d}w + \ldots \tag{3.26}$$

Majoritatea cercetătorilor au exprimat presiunea capilară $p_{\bar{\sigma}}=f(w)$ printr-o funcție hiperbolică [144]. Cercetările întreprinse pe medii poroase, cu umidități diferite, au arătat că presiunea capilară, pentru domeniul de saturație întîlnit în natură, poate fi considerată în mod practic ca o funcție liniară și se poate exprima sub forma [12, 81, 90, 91]

$$p_{\bar{\sigma}} = -\bar{\alpha} + \bar{\beta} \cdot w \tag{3.7}$$

unde $p_{\bar{\sigma}} < 0$ iar $\bar{\alpha}$ și $\bar{\beta}$ sînt constante pozitive ce se determină experimental.

Cercetările *in situ* și observațiile din natură arată că gradul de umplere cu apă al porilor pămîntului, în cazul filtrației libere, descrește în mod lent pe adîncime de la valoarea maximă (0,7—0,9), pînă la valoarea corespunzătoare stării naturale de umiditate. Cercetările efectuate au arătat că saturația totală apare nemijlocit doar sub sursa de apă, pe o adîncime de ordinul a cîțiva centimetri unde apa infiltrată va fi legată continuu cu coloana de apă din incintă. Deci numai pe această adîncime se poate manifesta presiunea totală a înălțimii sursei de apă.

Cercetările mai recente ale prof. A. A. Mustafaev [89] pun în evidență — în dezacord cu alte puncte de vedere [57] — faptul că, în condițiile infiltrației nestaționare a apei în loessuri, pierderea de apă din incintele inundate sau din canalele de irigație nu depinde de înălțimea coloanei de apă.

Pentru stabilirea ecuației generale a infiltrației în regim nesaturat, în cazul problemei plan-verticale, se scrie bilanțul volumelor de apă pe un element diferențial $dx dz$, pe intervalul de timp dt, care se compensează prin variația umidității volumice w

$$\left(\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_z}{\partial z}\right) dx\, dz\, dt = \frac{\partial w}{\partial t}\, dx\, dz\, dt$$

sau

$$\frac{\partial w}{\partial t} + \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0. \tag{3.8}$$

Pe de altă parte, pe baza relațiilor (3.3) și (3.6) se poate scrie

$$\begin{aligned} v_x &= -k_w \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial p_{\bar{\sigma}}}{\partial w} \cdot \frac{\partial w}{\partial x} \\ v_z &= -k_w \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial p_{\bar{\sigma}}}{\partial w} \cdot \frac{\partial w}{\partial z} + k_w \end{aligned} \tag{3.9}$$

în care atît coeficientul de permeabilitate hidraulică în regim nesaturat k_w cît și presiunea capilară $p_{\bar{\sigma}}$ sînt funcții de w.

Derivînd relația (3.7) în raport de x și z și introducînd expresiile obținute în relațiile (2.9) se obține:

$$\begin{aligned} v_x &= -\frac{\bar{\beta}}{\gamma_w} \cdot k_w \frac{\partial w}{\partial x} \\ v_z &= -\frac{\bar{\beta}}{\gamma_w} \cdot k_w \frac{\partial w}{\partial z} + k_w. \end{aligned}$$

Notînd difuzivitatea hidraulică cu $D = \frac{k_w}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial p_{\bar{\sigma}}}{\partial w}$, se ajunge la ecuația generală a infiltrației în regim nesaturat

$$\frac{\partial w}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x}\left(D \frac{\partial w}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial z}\left(D \frac{\partial w}{\partial z}\right) - \frac{\partial k_w}{\partial z}. \tag{3.10}$$

În cazul mișcării unidimensionale, relația (3.10) capătă forma dedusă de A. Klute [66]

$$\frac{\partial w}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z}\left(D \frac{\partial w}{\partial z}\right) - \frac{\partial k_w}{\partial z}. \tag{3.11}$$

Difuzivitatea hidraulică D are dimensiunea $L^2 \cdot T^{-1}$ iar coeficientul $\bar{\beta}$ are dimensiunea $M \cdot L^{-2}$. Inversul lui $\bar{\beta}$ este coeficientul de compresibilitate.

3.3. Metoda de rezolvare a ecuației de saturație

Așa cum s-a arătat mai înainte, aspectul fizic al migrației umidității prin pămînt trebuie să fie descris de o ecuație prin care să se poată stabili limita inferioară a zonei umezite, adică poziția frontului de umezire.

J. R. Philip [103], plecînd de la relația (3.11) a lui A. Klute, analizează infiltrația verticală a apei libere sub acțiunea forțelor gravitaționale și capilare, rezolvînd această ecuație pentru spațiul semiinfinit, pe baza următoarelor condiții de margine:

$$\begin{aligned} &w = w_0, \quad t = 0; \quad z > 0 \\ &w = w_s; \quad t \geqslant 0; \quad z = 0. \end{aligned} \tag{3.12}$$

Metoda de rezolvare a lui J. R. Philip constă în folosirea transformării lui L. Boltzmann

$$\varphi = z' t^{-1/2}. \tag{3.13}$$

o saturație incompletă, neexistînd în această perioadă un flux continuu de filtrație care să umple complet porii pămîntului.

După cum s-a arătat mai înainte, starea de saturare incompletă a pămîntului, corespunzătoare unui grad de umiditate de 0,7—0,9, reprezintă saturația efectivă a pămîntului respectiv.

În depozitele loessoide omogene din grupa B, avînd grosimi importante, distribuția umidității se produce la saturația incompletă a pămîntului. Apa legată prezintă o deosebită importanță pentru pămîntul nesaturat iar mișcarea ei este determinată în primul rînd de forțele de adsorbție care apar datorită gradientului de umiditate, difuziei termocapilare, termoosmotice și difuziei sărurilor.

Deci mișcarea apei din depozitele loessoide are un caracter de infiltrație nestaționar, care se bazează în primul rînd pe mișcarea peliculară, cînd potențialul capilar este mult mai mare decît potențialul gravitațional [89].

W. G. Gardner [51] a definit două particularități ale fluxului de apă nesaturat. Prima particularitate constă în aceea că umiditatea atrasă de suprafețele particulelor solide ale pămîntului are tendința să se deplaseze de la zonele cu pelicule groase de apă spre zonele cu pelicule mai subțiri, atingînd valoarea maximă a forței de deplasare la limita dintre porțiunile uscate și cele umede, adică în apropierea franjului capilar.

A doua particularitate a fluxului de apă nesaturat se referă la suprafața secțiunii sale transversale care este mai mică decît cea a fluxului continuu, din cauza neumplerii totale cu apă a porilor pămîntului.

E. C. Ghilgs și N. Collis-George [52] au confirmat valabilitatea aplicării legii lui Darcy pentru pămîntul nesaturat prin ecuații analoage ecuației clasice a lui Darcy, însă deosebindu-se de aceasta prin două particularități importante:

a) coeficientul de filtrație constant este înlocuit prin noțiunea de *coeficient de permeabilitate hidraulică* a pămîntului, a cărui mărime variază în funcție de umiditatea și porozitatea pămîntului; valoarea acestuia este dată de relația (2.10), respectiv (2.11), [78];

b) mărimea forței de deplasare a apei în pămînt, exprimată de obicei sub forma potențialului hidraulic (suma potențialelor gravitațional ψ_z și matriceal ψ_m [26]), se deduce din potențialele gravitaționale și capilaro-sorbționale.

Aceste două particularități ale mișcării umidității în pămînturile incomplet saturate cu apă sînt cuprinse în expresia matematică a legii generalizate a lui Darcy [90]

$$v = -k\left(\frac{\partial \psi_z}{\partial z} + \frac{\partial \psi_m}{\partial z}\right) \tag{3.1}$$

unde $\frac{\partial \psi_z}{\partial z}$ și $\frac{\partial \psi_m}{\partial z}$ reprezintă gradientul potențialului gravitațional, respectiv matriceal (capilaro-sorbțional).

Deoarece la pămînturile cu umiditate redusă potențialul gravitațional ψ_z este neglijabil în comparație cu potențialul matriceal ψ_m, se poate scrie:

$$v = -k\frac{\partial \psi_m}{\partial z}. \tag{3.2}$$

Componentele vitezei de migrație a apei libere în domeniul filtrațiilor, sub forma generalizată a lui Darcy, sînt:

$$v = -k\frac{\partial H}{\partial x}; \quad v = -k\frac{\partial H}{\partial z}. \tag{3.3}$$

Pentru determinarea gradientului sarcinii hidraulice H și a gradientului presiunii capilare $p_{\bar{\sigma}}$, se va utiliza fig. 3.1.

În cazul curentului de apă descendent, sarcina hidraulică are expresia (fig. 3.1, *a*)

$$H = \frac{p_{\bar{\sigma}}}{\gamma_w} - z. \tag{3.4}$$

În cazul curentului de apă ascendent aceasta capătă forma (fig. 3.1, *b*):

$$H = \frac{p_{\bar{\sigma}}}{\gamma_w} + z. \tag{3.5}$$

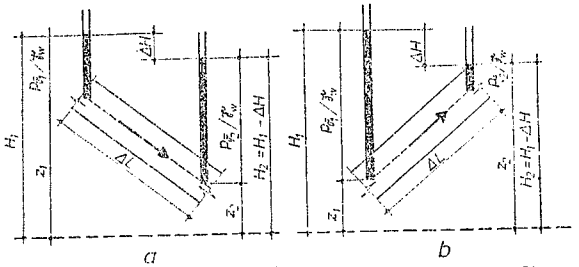


Fig. 3.1. Schema pentru determinarea gradientului hidraulic:
a — pentru curentul de apă descendent; *b* — idem ascendent.

Gradientul sarcinii hidraulice din relația (3.3) se exprimă prin expresiile

$$\frac{\partial H}{\partial x} = \frac{1}{\gamma_w}\cdot\frac{\partial p_{\bar{\sigma}}}{\partial x}$$
$$\frac{\partial H}{\partial z} = \frac{1}{\gamma_w}\left(\frac{\partial p_{\bar{\sigma}}}{\partial z} - 1\right). \tag{3.6}$$

cu atît patrulaterul are o arie mai mare, ceea ce de altfel rezultă din fig. 2.14 și 2.15.

Prin trasarea pe cadranul 1 a dreptelor I_p=0,73 (w_L—20) și w_L= =50, pe cadranul 1 pot fi marcate domeniile corespunzătoare pămînturilor cu granulație fină din clasificarea propusă de Casagrande.

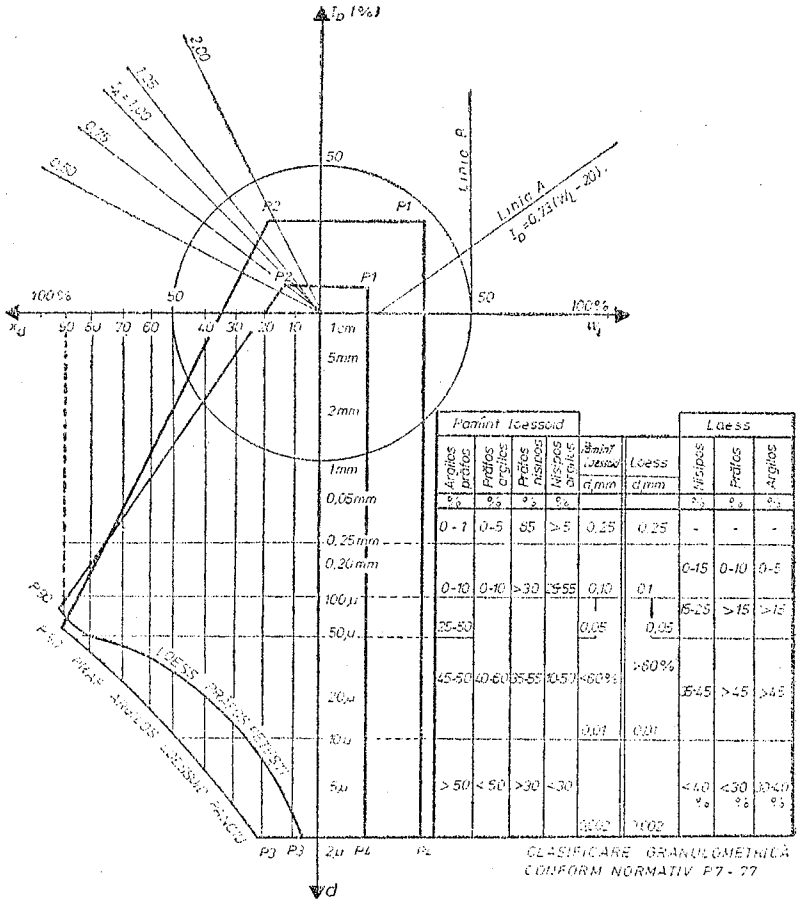


Fig. 2.15. Amprente ale loessului prăfos de Fetești și ale prafului argilos loessoid de Panciu [10].

3. LEGILE DE UMEZIRE A DEPOZITELOR LOESSOIDE SENSIBILE LA UMEZIRE

3.1. Generalități

Tasarea suplimentară a depozitelor loessoide, determinată de acțiunea încărcărilor transmise de greutatea proprie sau de construcții, se produce prin compactarea terenului datorită umezirii acestuia. Complexitatea acestui proces constă în faptul că odată cu influența fenomenului de umezire, se produce și operația inversă în care deformația pămîntului influențează asupra fenomenului de umezire. Studiul reciproc al celor două fenomene nestaționare reprezintă de fapt problema fundamentală a fenomenului de tasare suplimentară a pămînturilor deformabile sensibile la umezire.

Modul complex de comportare a pămînturilor sensibile la umezire sub acțiunea apei este dificil de abordat sub aspectul teoretic; el face anevoioasă transpunerea fenomenului de tasare suplimentară într-o formulare matematică exactă — dar care în același timp să fie și simplă — pentru a putea fi folosită cu ușurință în calculele de dimensionare a fundațiilor și terenurilor de fundare.

De problema genezei și mișcării apei subterane s-au preocupat mulți oameni de știință, printre primii fiind B. Palissy (sec. XVI), după care au urmat apoi R. Descartes (sec. XVII), Volgher și alții. Analizînd teoriile predecesorilor săi, A. F. Lebedev (1936) a demonstrat că apele subterane se formează atît prin infiltrația precipitațiilor atmosferice cît și prin condensarea vaporilor din aerul atmosferic în porii și fisurile rocilor, datorită diferențelor de presiune dintre cele două medii. El a stabilit că prin condensare se realizează circa 16—20% din cantitatea cu care precipitațiile atmosferice contribuie la formarea rezervei de apă subterană.

3.2. Legea generalizată a lui Darcy. Ecuația de saturație a pămîntului

Din studiile și cercetările efectuate [90, 91, 92] a rezultat că în zona de dezvoltare activă a procesului de tasare suplimentară, pămîntul atinge

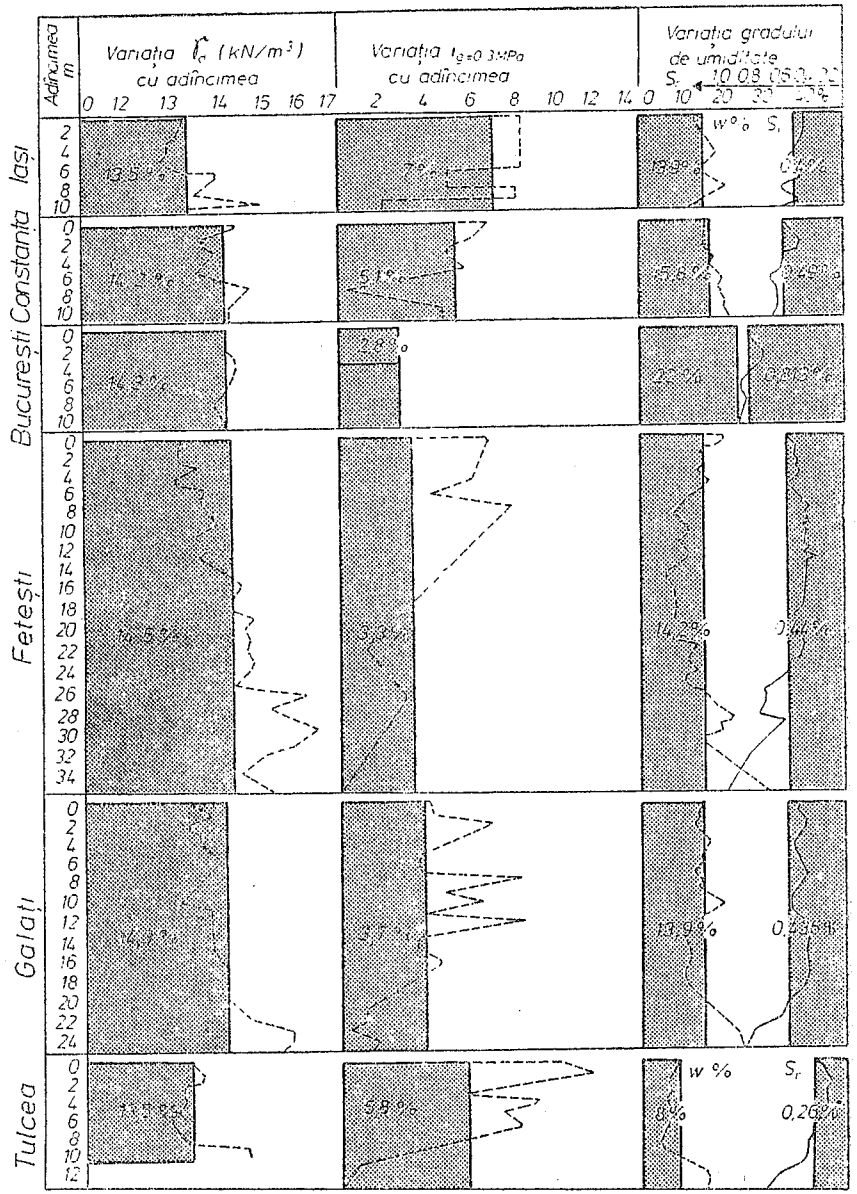


Fig. 2.13. Indici geotehnici specifici pămînturilor sensibile la umezire din R.S.R. [39].

constituite cu ajutorul indicilor de identificare (granulozitate și plasticitate) [10, 9]. Aceste amprente se construiesc prin reunirea diagramei de plasticitate (cadranul 1 al sistemului de coordonate), cu diagrama curbei granulometrice (cadranul 3) (fig. 2.14). Pentru pămînturile care au granulația fină, amprenta este limitată la partea inferioară de procentajul $X_{2\mu}$ (P_3). În cadranul 2, punctul P_2 este marcat de coordonatele ($X_{2\mu}$, I_p) care reprezintă dreptele de egal indice de activitate ($I_A = I_P/X_{2\mu}$) precum și domeniile de activitate după Van der Merwe (1964). Punctul P_4 este reprezentat de abscisa w_L și ordonata X_{10} sau $X_{2\mu}$, după caz.

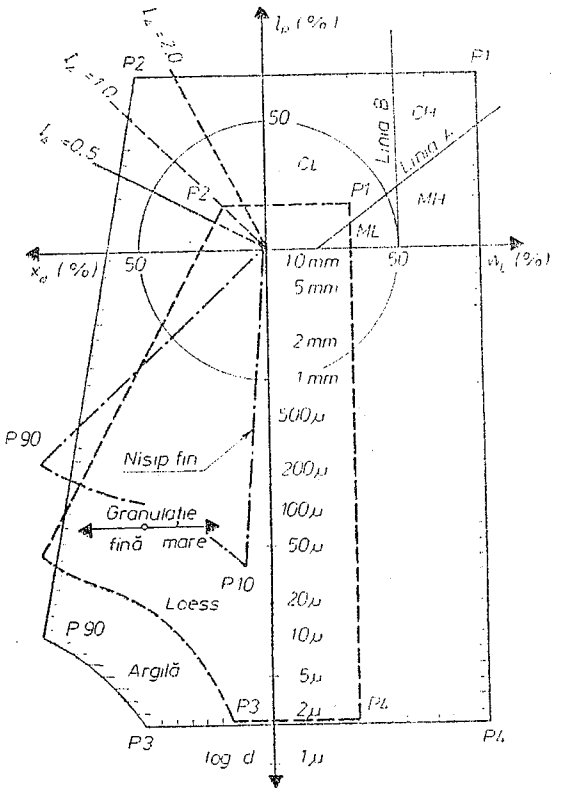


Fig. 2.14. Identificarea depozitelor loessoide cu ajutorul amprentei caracteristice.

Prin unirea punctelor P din cadranele alăturate, se obține pentru fiecare pămînt o amprentă (figură geometrică simplă) a cărei mărime și formă dau indicații pentru identificarea și clasificarea pămîntului respectiv.

Este foarte important că pe această diagramă pot fi marcate domeniile corespunzătoare diferitelor sisteme de clasificare (Unified Soil classification System, Federal Aviation Agency-FAA, American Association State Higway Officials-AASHO).

Identificarea pămînturilor cu ajutorul amprentelor permite să se stabilească imediat clasa din care face parte pămîntul analizat, fără a se recurge la diferite sisteme de clasificare. Pentru exemplificare sînt prezentate în fig. 2.15 amprentele a două pămînturi sensibile la umezire cu caracteristici diferite [10].

Forma și mărimea amprentei P1, P2, P90, P3, P4 arată activitatea pămîntului. Astfel, cu cît un pămînt este mai activ în raport cu apa,

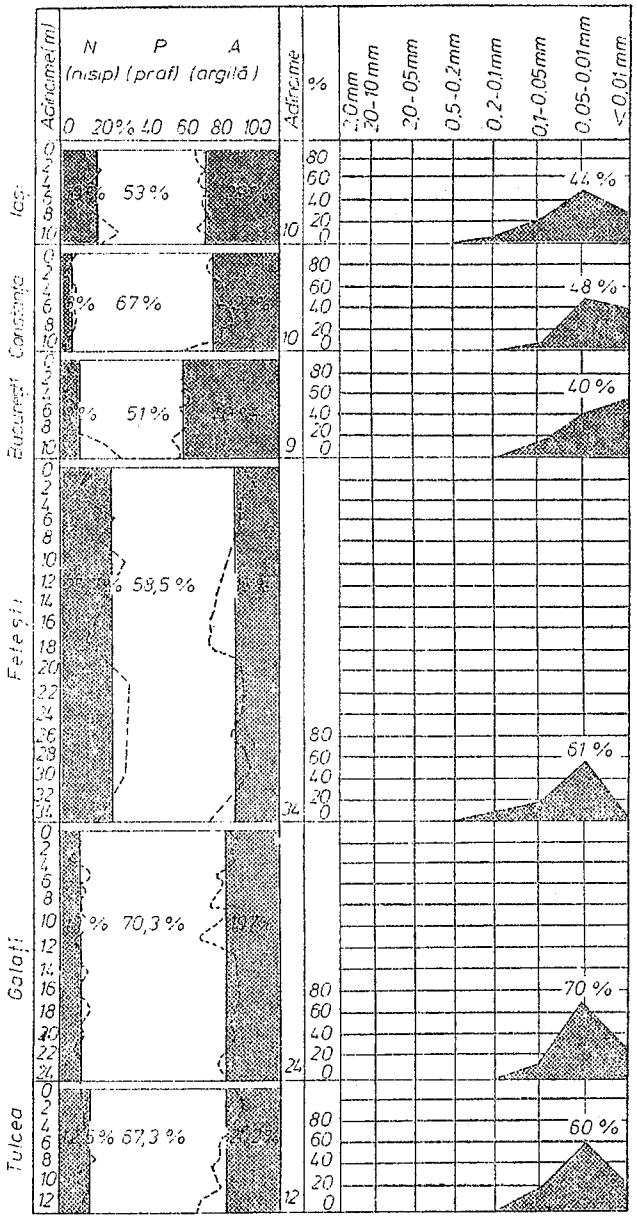


Fig. 2.11. Granulozitatea depozitelor loessoide din R.S.R. sensibile la umezire [39].

Tabelul 2.7

Limitele de variație a proprietăților fizico-mecanice ale depozitelor loessoide [74]

Denumirea proprietății	Unitatea de măsură	Valoarea caracteristicii
Densitatea scheletului	g/cm³	2,52 — 2,91
Greutatea volumică a pămîntului în stare naturală	kN/m³	12,0 — 21,9
Greutatea volumică a pămîntului în stare uscată	kN/m³	11,2 — 19,2
Umiditatea naturală	%	0,6 — 39
Porozitatea	%	25 — 66
Limita de curgere	%	12 — 54
Limita de frămîntare	%	9 — 29
Indicele de plasticitate	%	1 — 53
Umflarea	%	0 — 12
Presiunea de umflare	MPa	0 — 0,1
Coeficientul de filtrație	m/zi	0,01 — 2,0
Tasarea suplimentară la p=0,1 MPa	cm/m (%)	0,00 — 0,06
Tasarea suplimentară la p=0,2 MPa	cm/m (%)	0,00 — 0,18
Modulul de deformație	MPa	2,3 — 80
Unghiul de deformare interioară	grade	5 — 39
Coeziunea	MPa	0 — 0,25
Viteza de spălare	m/s	0,28 — 1,9

sub încărcare a acestor pămînturi, oferă totuși posibilitatea aprecierii calitative satisfăcătoare în ceea ce privește sensibilitatea lor la umezire.

Încercările curente de laborator cu aparatura existentă au pus în evidență în suficientă măsură o serie de deosebiri între depozitele loessoide din diferite zone ale țării. Astfel, loessurile de Iași și Constanța, deși apar mai sensibile decît cele de Tulcea după încercarea la presiune de 0,3 MPa, totuși nu produc tasări sub greutatea proprie, cu toate că grosimea straturilor de loess din zonele Iași și Tulcea sînt aproximativ egale. Din contră, loessurile de Iași, Constanța și București, la grosimi relativ mari, nu numai că nu s-au tasat la umezire sub greutatea proprie dar au suferit și mici umflări de ordinul 1 —1,5 cm. Nici această caracteristică nu a putut fi pusă în evidență prin încercările de laborator curente. Așa se explică de ce la Iași, de exemplu, nu s-au semnalat accidente la clădiri, determinate de umezirea loessului din terenul de fundare [39].

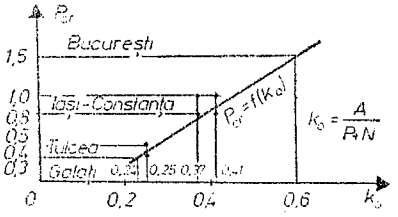


Fig. 2.12. Valorile coeficientului K_0 [37].

Alcătuirea pămînturilor și reprezentarea globală a naturii lor poate fi caracterizată cu ajutorul unor figuri geometrice simple numite *amprente*,

suprafață, au permeabilitate scăzută, plasticitate accentuată și coeziune mare între particule.

Fracțiunile mai mici de 0,05 mm, care constituie limita între praf și nisipul fin, asigură pământului o foarte bună capilaritate, o permeabilitate și o coeziune moderată.

Fracțiunea granulometrică cuprinsă între 0,05 și 2 mm posedă o capacitate de reținere a apei și o capilaritate redusă.

Un interes practic însă îl reprezintă fracțiunile fin dispersate și precoloidale care determină proprietățile de rezistență și deformabilitate ale depozitelor loessoide.

Loessurile sînt caracterizate ca pămînturi care sînt compuse din fracțiuni argiloase în proporție redusă (5—20%). Argilozitatea depozitelor loessoide uneori crește cu adîncimea, alteori se constată în coloana litologică o alternanță de straturi cu diferite compoziții granulometrice.

Rezultatele analizei granulometrice înscrise în graficul curbei granulometrice sau în diagrama ternară permit să se formeze o privire de ansamblu asupra caracteristicilor fizico-mecanice ale loessurilor și pămînturilor loessoide (fig. 2.10, *a*). Reprezentarea ternară a pămînturilor sensibile la umezire din R. S. România este dată în fig. 2.10, *b*.

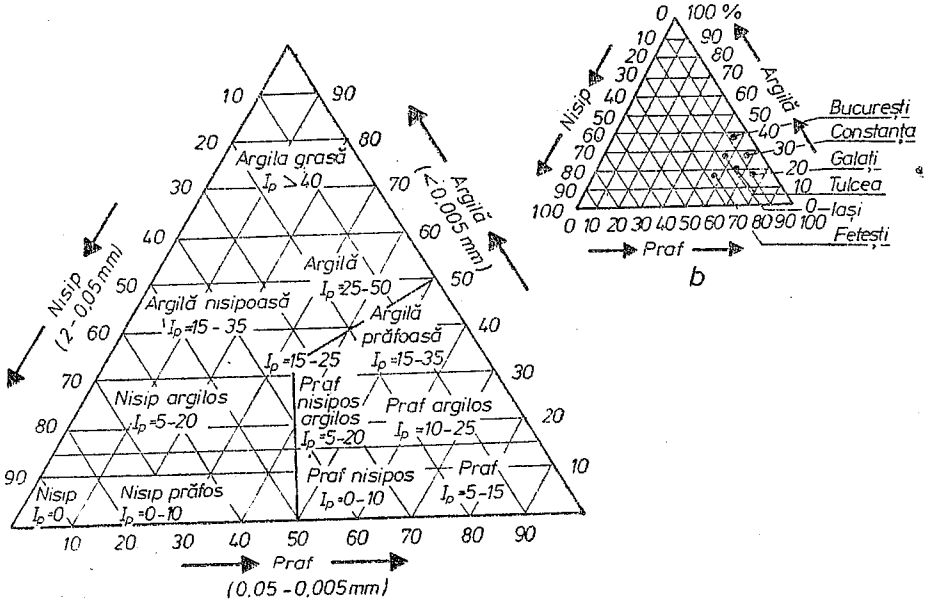


Fig. 2.10. Reprezentarea ternară a granulozității pămînturilor la umezire:

a — diagrama ternară conform STAS 1243-74; *b* — reprezentarea ternară a granulozității medii a pămînturilor sensibile la umezire (P.S.U.) din R.S.R. [39].

Din cercetările întreprinse de Institutul de cercetări INCERC, și de Institutul de studii și proiectări pentru îmbunătățiri funciare, ISPIF, a rezultat că în timp ce pentru zonele Galați, Feteşti și Tulcea, curbele de frecvență sînt caracteristice loessurilor tipice, cele pentru Iași, Constanța și îndeosebi București, corespund loessurilor alterate, lutoase, ceea ce diferențiază aceste pămînturi din punct de vedere al comportării lor.

De asemenea, conținutul de argilă evidențiază deosebirea esențială dintre cele două categorii de pămînturi. Pentru Galați, Feteşti și Tulcea, media ponderată pe adîncime a fracțiunilor argiloase nu depășește 20%, în timp ce pentru Iași și Constanța ea este în jur de 30%. Lutul de București ocupă un loc distinct în categoria argilelor prăfoase prin conținutul ridicat de argilă, de circa 40% (fig. 2.11). De altfel, deosebirea dintre cele două grupe de pămînturi rezultă și din valorile mici ale raportului dintre fracțiunea activă (A) și fracțiunea inertă ($P+N$) a pămîntului $K_0 = \frac{A}{P+N}$, care pentru loessurile tipice variază între 0,24 și 0,25 iar pentru loessurile alterate variază între 0,37 și 0,60 (fig. 2.12), [39].

Aspectele compoziției granulometrice și ale structurii depozitelor loessoide atestă diversitatea lor care a fost determinată de diferitele condiții de geneză și de factorii ulteriori care au acționat asupra unor asemenea formațiuni. Această diversitate conduce la o gamă largă de variație a proprietăților fizico-mecanice a depozitelor loessoide din diferite regiuni ale țării sau ale continentelor.

Limitele între care oscilează proprietățile fizico-mecanice ale depozitelor loessoide de pe teritoriul U.R.S.S. și în care se încadrează și cele existente pe teritoriul țării noastre sînt prezentate în tabelul 2.7 [74].

Pentru cunoașterea proprietăților și comportării depozitelor loessoide sensibile la umezire din R. S. România, INCERC împreună cu o serie de institute de proiectare județene au efectuat cercetări de teren la scară mare pe poligoane experimentale precum și cercetări de laborator.

Rezultatele obținute (fig. 2.10, *b*, 2.11 și 2.12) care se referă la zonele Tulcea, Galați, Feteşti, București, Constanța și Iași, întregesc imaginea de ansamblu asupra comportării loessurilor și pămînturilor loessoide din aceste zone, ca terenuri de fundare. În fig. 2.13 sînt evidențiați indicii care caracterizează sensibilitatea la umezire a acestor pămînturi, cum ar fi: umiditățile naturale w, gradul lor de saturație S_r, tasarea suplimentară specifică i_{g+p}, determinată de presiunea de 0,3 MPa și greutatea volumică în stare uscată γ_d. În această figură au fost reprezentate și mediile ponderate pe întregul pachet de loess ale diferiților indici.

Analiza acestor date scoate în relief că deși indicii determinați în laborator cu aparatura actuală nu pot caracteriza complet comportarea

În depozitele loessoide din grupa B, avînd grosimi omogene și de dimensiuni importante, distribuția umidității se produce la saturația incompletă a pămîntului. O importanță deosebită pentru pămîntul nesaturat cu apă o prezintă apa legată. Mișcarea apei legate este determinată în primul rînd de forțele de adsorbție care apar datorită gradientului de umiditate, difuziei termocapilare, termoosmotice și difuziei sărurilor. Deci, mișcarea apei prin depozitele loessoide are un caracter de infiltrație nestaționar care se bazează în primul rînd pe mișcarea peliculară, atunci cînd potențialul capilar este mult mai mare decît potențialul gravitațional [57].

Forțele preponderente care acționează asupra fluxului de apă sînt cele manifestate între suprafața corpului solid și apă, forța de gravitație fiind în acest flux foarte mică. Pe măsura creșterii peliculei de apă, acțiunea forței de gravitație crește.

Mișcarea apei avînd loc prin curgere capilară sau prin transfer de masă între peliculele de apă care înconjoară particulele solide, presupune existența unei continuități a fazei lichide. Această condiție este îndeplinită de starea pămîntului a cărui umiditate variază în limite largi, de la valori reduse ale umidității pînă la saturația totală. Astfel, la o umiditate redusă a acestor pămînturi, coeficientul de permeabilitate capătă valori reduse. Spre deosebire de cazul cînd în pămînt există un flux continuu de filtrație, depozitele loessoide, cu porii mari, conținînd umidități coborîte, se caracterizează printr-o permeabilitate redusă [89].

E. C. Ghilgs și N. Collis-George [54] au fost primii care au folosit în calculul mișcării apei un coeficient de difuzie variabil iar ecuația respectivă a mișcării apei a fost rezolvată mai tîrziu de A. Klute [66]. E. C. Ghilgs și N. Collis-George au confirmat valabilitatea aplicării legii lui Darcy pentru pămîntul nesaturat.

Permeabilitatea pămîntului ca sistem dispers trifazic depinde de gradul de umplere a spațiului poros cu aer și respectiv cu apă. Cercetările efectuate [11, 21, 78] au permis să se stabilească valoarea coeficientului de permeabilitate în funcție de coeficientul de saturație η, sub forma [78, 90, 145]:

$$k_w = k_f \left(\frac{w - w_l}{n_0 - w_l} \right)^i = k_f \cdot \eta^i \qquad (2.10)$$

unde: k_w este coeficientul de permeabilitate hidraulică (capilară) al apei din pămîntul nesaturat;

k_f — coeficientul de permeabilitate (filtrație) pentru starea de saturare totală cu apă a pămîntului;

w_l — umiditatea volumică a pămîntului corespunzătoare cantității maxime de apă legată;

w este umiditatea volumică a pămîntului, reprezentată de raportul dintre volumul de apă din porii probei de pămînt și volumul probei; aceasta este legată de umiditatea gravimetrică prin relația:

$$w = \frac{(1-n)\gamma_s}{\gamma_w} \cdot w_g;$$

n_0 — porozitatea pămîntului (higroscopicitatea maximă);

w_g — umiditatea gravimetrică a probei de pămînt.

După cum se poate vedea, valoarea coeficientului k_w scade substanțial, pe măsură ce scade umiditatea pămîntului și crește porozitatea activă a acestuia.

Exponentul i a fost determinat de mulți cercetători [11, 21, 79], valoarea lui variind între 3 și 4. După lucrarea [11] valoarea acestui exponent se poate lua 3,56. În acest caz coeficientul de permeabilitate hidraulică k_w se poate scrie sub forma [91]:

$$k_w = (a + b \cdot w)^{3,56} \qquad (2.11)$$

unde:

$$a = -\frac{w_l}{n - w_l} \cdot k_f^{0,28}$$

$$b = \frac{1}{n - w_l} \cdot k_f^{0,28}. \qquad (2.12)$$

2.6. Granulozitatea. Limitele de variație a caracteristicilor fizico-mecanice

În scopul clasificării depozitelor loessoide din punct de vedere granulometric, STAS 1243-74 definește fracțiunile granulometrice, în ordinea descrescătoare a mărimii fragmentelor solide, astfel:

— nisip:	
nisip mare	0,5...2 mm
nisip mijlociu	0,25...0,50 mm
nisip fin	0,05...0,25 mm
— praf	0,050...0.005 mm
— argilă	sub 0,005 mm.

Limitele fracțiunilor granulometrice se pot stabili în mai multe sisteme, așa cum sînt prezentate în tabelul 2.2.

Dimensiunile fracțiunilor granulometrice conferă pămîntului respectiv anumite proprietăți. Astfel, sub limita de 0,005 mm componentele părții minerale a pămîntului, formate din minerale secundare argiloase posedă o capacitate ridicată de reținere a apei datorită fenomenelor de

Tabelul 2.5

Umidități caracteristice la pămînturi

Denumirea stării de consistență	Tare	Plastic			Curgător
		Vîrtos	Consistent	Moale	Curgător	
Variația lui I_c în funcție de w	>1	1	0,75	0,50	0,25	0	<0
Variația umidității naturale w	$w<w_p$	$w=w_p$	w_p	$<$	w	$<$	w_L	$w=w_L$	$w>w_L$
Scara umidităților	0	w_p					w_L	w
Definirea indicelui de plasticitate		I_p						

lonit decît de conținutul total de minerale argiloase (fig. 2.9). Creșterea conținutului de montmorillonit de la 5—6% pînă la 20% modifică valoarea w_L de la 25% la 56%. Desigur că limita de curgere w_L la rîndul său modifică valoarea indicelui de plasticitate.

Tabelul 2.6

Clasificarea depozitelor loessoide după indicele de plasticitate I_p

Natura pămîntului	Indicele de plasticitate I_p	Conținutul de particule argiloase, în %, după greutate
Pămînturi prăfoase-nisipoase	$1 \leqslant I_p < 7$	3—10
Pămînturi prăfoase-argiloase	$7 \leqslant I_p < 17$	10—30
Pămînturi argiloase	$I_p \geqslant 17$	>30

Două pămînturi formate din depozite loessoide avînd același conținut de fracțiuni argiloase pot avea indici de plasticitate diferiți, tocmai datorită conținutului diferit de montmorillonit. Depozitele loessoide cu același conținut de fracțiuni argiloase și de montmorillonit au practic același indice de plasticitate.

Permeabilitatea. Permeabilitatea depozitelor loessoide după unii cercetători [1], se consideră a fi puțin studiată pînă în prezent. Se cunoaște că structura macroporică, specifică depozitelor loessoide, precum și prezența canaliculelor orientate vertical, asigură anizotropia diferitelor

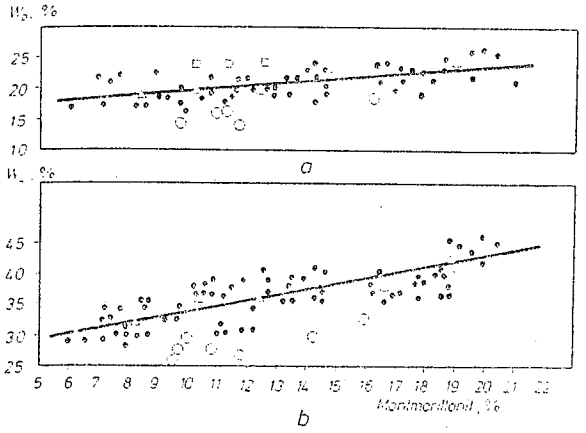


Fig. 2.9. Variația lui w_p și w_L în funcție de conținutul de montmorillonit [4].

proprietăți ale acestor pămînturi și îndeosebi a proprietăților de filtrație. Cercetările efectuate pe depozite loessoide, la care s-a păstrat atît metodica de încercare cît și gradienții presiunii, au arătat că pe direcția verticală valorile coeficienților de filtrație ai pămînturilor loessoide macroporice sînt de 2,5—9 ori mai mari decît cele determinate pe direcția orizontală iar la pămînturile argiloase nisipoase sînt mai mari de 5—30 ori.

Pentru proiectarea măsurilor de protecție a terenurilor de fundare alcătuite din depozite loessoide sensibile la umezire sau îmbunătățite prin preumezire, compactare cu maiul greu, cu coloane de pămînt sau de balast etc., cunoașterea permeabilității pămînturilor respective este de mare importanță.

Experimentările efectuate în țara noastră și în străinătate au arătat că primul stadiu de umezire a depozitelor loessoide, respectiv stadiul de infiltrație a apei din canale sau din incinte inundate, se produce la saturarea incompletă a pămîntului.

Starea de saturare incompletă se definește ca starea de umiditate corespunzătoare unui grad de umiditate mai mic de 0,7—0,9. Gradul de umiditate S_r=0,7...0,9 (în medie 0,8) corespunde unei saturații efective, iar umiditatea corespunzătoare acestuia se notează cu $w_{s,\,ef}$.

Tabelul 2.4

Valorile coeficienților pentru calculul ascensiunii capilare

I_p	A	γ_a	B
8	0,99	1,30	19,99
9	1,09	1,35	14,23
10	1,19	1,40	14,43
11	1,28	1,42	14,52
12	1,37	1,45	14,63
13	1,46	1,50	14,80
14	1,53	1,51	14,84
15	1,61	1,52	14,87
16	1,67	1,53	14,90
17	1,74	1,54	14,92
18	1,80	1,55	14,95
19	1,85	1,60	15,08
20	1,90	1,62	15,12
21	1,94	1,65	15,18
22	1,98	1,67	15,21
23	2,02	1,70	15,26
24	2,05	1,75	15,32
25	2,07	1,80	15,35
26	2,09	1,85	15,37
27	2,11	1,90	15,36
28	2,12	1,95	15,33
29	2,13	2,00	15,27
30	2,13	2,05	15,20

Valorile coeficienților A și B sînt prezentate în tabelul 2.4. Atunci cînd pămîntul este neomogen, valorile A și B se stabilesc pentru I_p și γ_a determinate corespunzător umidității pămîntului la limita de frămîntare w_p.

Pe măsură ce crește plasticitatea pămîntului și descrește greutatea sa volumică în stare uscată, înălțimea capilară crește de la 1 la 1,5 m la argilele loessoide avînd $w_p = 8...10\%$, iar la argilele grase crește pînă la 3—4 m.

Gradul de umiditate S_r este reprezentat de raportul dintre volumul porilor umpluți cu apă V_w și volumul scheletului de pămînt V_s, iar gradul de umplere cu aer este reprezentat de raportul dintre volumul porilor umpluți cu aer V_a și volumul scheletului de pămînt V_s (fig. 2.8).

$$S_r = \frac{V_w}{V_s} \quad \text{și} \quad S_a = \frac{V_a}{V_s} = 1 - S_r. \qquad (2.8)$$

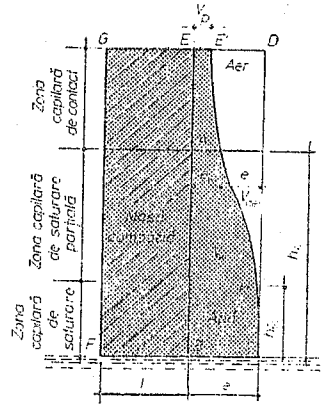


Fig. 2.8. Schematizarea variației umidității în subzona capilară.

Gradul de umiditate se mai poate exprima și în funcție de indicele porilor e prin relația

$$S_r = \frac{w}{100} \cdot \frac{\gamma_s}{e_0 \gamma_w} = \frac{w\gamma_s}{1\,000 e_0} \qquad (2.9)$$

unde: e_0 este indicele porilor pămîntului în stare de umiditate naturală, w este dat în % iar $\gamma_w = 10$ kN/m^3.

În natură, chiar la inundări foarte abundente, umiditatea depozitelor loessoide se menține la valori corespunzătoare unui grad de umiditate de 0,7—0,9, în medie 0,8.

Plasticitatea. Plasticitatea este o altă caracteristică importantă a depozitelor loessoide. Modificarea umidității acestor pămînturi este însoțită de modificarea stării lor de consistență, aceasta trecînd de la starea de consistență tare la starea de consistență plastică și apoi la cea curgătoare, pe măsură ce umiditatea atinge anumite limite caracteristice. Zona de plasticitate este cuprinsă între limita de frămîntare w_p și limita de curgere w_L (tabelul 2.5).

Indicele de plasticitate $I_p = w_L - w_p$ al depozitelor loessoide depinde de gradul lor de dispersie, de compoziția lor mineralogică și de natura chimică a cationilor de schimb. În funcție de acest indice, depozitele loessoide se pot împărți în trei grupe ca în tabelul 2.6.

Cercetările recente [4] au scos în relief că mărimea indicelui de plasticitate este influențată în mai mare măsură de conținutul de montmori-

mite presiunea hidrostatică; această apă este fixată de particulă prin forțe moleculare și electrice într-un strat subțire de circa 0,008 μm și se deplasează solidar cu particula de pămînt (fig. 2.6, *c*).

— *Apa slab legată sau osmotică* w_{os} (fig. 2.6, *c*) se adună în jurul moleculelor de apă strîns legată, formînd așa-zisul strat difuz care constituie partea mobilă a învelișului de apă legată. Prezența apei slab legate conferă depozitului loessoid proprietăți plastice.

Conținutul maxim de umiditate, determinat de apa legată, corespunde așa-numitei capacități moleculare maxime, $w_{m,\ max}$, a cărei valoare reprezintă la nisipurile argiloase 9—13%, ajungînd la argilă pînă la valori de 25—35%.

— *Apa liberă* din depozitele loessoide w se găsește în porii acestora, fiind în afara razei de acțiune a forțelor electromoleculare care leagă apa peliculară de particulele de pămînt. Această apă circulă în formă de picături sub acțiunea cîmpului gravitațional sau sub acțiunea tensiunii superficiale sau sucțiunii. Apa liberă se împarte în apă subterană și apă capilară; presiunea apei subterane depășește presiunea atmosferică iar cea a apei capilare este mai mică decît cea atmosferică.

— *Apa sub formă de vapori* w_v se formează în pămînt sub influența conținutului de vapori de apă ai atmosferei, fiecărei temperaturi a aerului corespunzîndu-i un anumit grad de saturație cu vapori de apă și o anume presiune a vaporilor.

Alături de apă, în depozitele loessoide se găsesc importante cantități de aer și de gaze, a căror volum variază în funcție de temperatura și presiunea aerului atmosferic. Variația diametrelor capilare și orientarea lor orizontală sau înclinată favorizează formarea și apariția bulelor de aer închis; prezența aerului închis (oclus) modifică întrucîtva circulația apei în pămînt pe de o parte, iar pe de alta influențează asupra fenomenelor de deformare sub încărcare ale pămîntului.

— *Capilaritatea* este una din cele mai importante manifestări a existenței celor trei faze: solidă, lichidă și gazoasă. Cunoașterea înălțimii capilare a apei în pămînturi permite stabilirea gradului de umezire a acestora deasupra nivelului apei freatice. De această înălțime depinde capacitatea portantă a pămîntului umezit, mărimea tasării lui absolute și stabilitatea pămîntului la îngheț. Acești factori sînt indispensabili pentru proiectarea unor construcții pe fundații de adîncime sau pe terenuri avînd nivelul apelor freatice apropiat de suprafața acestora.

Înălțimea capilară se determină cu relația (fig. 2.7):

$$h_{\bar{\sigma}\ max} = \frac{2\bar{\sigma}}{r} \tag{2.4}$$

unde $\bar{\sigma}$ este tensiunea superficială exprimată în dyn/cm sau N/m;
r — raza tubului capilar.

Presiunea hidrostatică din tubul capilar este negativă, variind de la zero la nivelul apei din vas, pînă la valoarea $\gamma_w h_{\bar{\sigma}\ max}$ la nivelul meniscului.

Ținînd seamă de presiunea atmosferică, la ridicarea capilară maximă a apei, presiunea sub menisc are valoarea (fig. 2.7):

$$p = p_a - \gamma_w h_{\bar{\sigma}\ max}. \tag{2.5}$$

Faptul că apa se ridică în tubul capilar, conduce la concluzia că producerea meniscului capilar provoacă apariția unui potențial capilar care are sensul invers potențialului gravitațional, adică:

$$\psi_{\bar{\sigma}} = -gh_{\bar{\sigma}} = -g\frac{2\bar{\sigma}}{\gamma_w r}. \tag{2.6}$$

Potențialul capilar joacă un rol deosebit în mișcarea apei în corpurile capilar-poroase cum sînt loessurile și pămînturile loessoide.

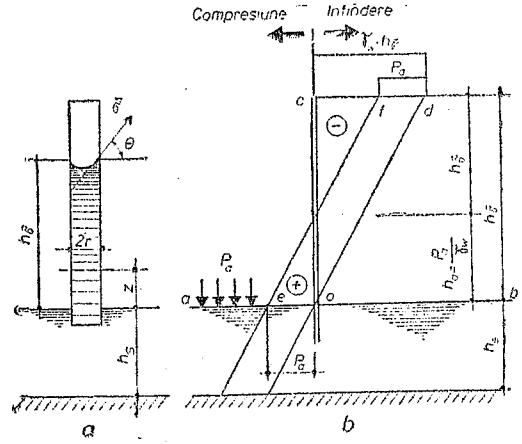


Fig. 2.7. Ridicarea apei în tuburile capilare.

Valorile lui $h_{\bar{\sigma}\ max}$ rezultate din relația (2.5) nu corespund cu cele observate în natură. *In situ* se obțin diferențe cu atît mai mari față de valorile teoretice, cu cît pămîntul este constituit din particule mai mici. Această diferență se explică prin prezența aerului oclus în pori și prin obturarea porilor de către învelișul de apă legată din jurul particulelor de argilă etc.

Înălțimile uzuale de ridicare a apei capilare observate la pămînturi sînt:

— pămînturi nisipoase	10—100 cm;
— pămînturi prăfoase	2— 3 m;
— pămînturi argiloase	4— 5 m.

Cercetările efectuate [24] au evidențiat că înălțimea capilară $h_{\bar{\sigma}}$ la depozitele loessoide depinde în general de indicele de plasticitate I_p și de capacitatea pămîntului, exprimată prin greutatea volumică în stare uscată γ_d. A putut fi stabilită astfel valoarea înălțimii capilare cu relația

$$h_{\bar{\sigma}} = 15{,}68 + A(w_p) - B(\gamma_d) \tag{2.7}$$

unde:
$$A = 0{,}0024\ w_p(59{,}59 - w_p)$$
$$B = 4{,}466\ \gamma_d(3{,}71 - \gamma_d).$$

Densitatea. Densitatea depozitelor loessoide, exprimată în g/cm³, se obține dacă în loc de a raporta greutatea la volum, se raportează masa la volum. Rezultă astfel valorile densității pămîntului corespunzătoare celor patru stări de umiditate și anume:

— *densitatea pămîntului în stare uscată*, ρ_d;
— *densitatea pămîntului în stare umedă*, ρ_s;
— *densitatea pămîntului în stare saturată*, ρ;
— *densitatea pămîntului în stare submersată*, ρ'.

2.5. Umiditatea, plasticitatea, permeabilitatea

Umiditatea. Umiditatea w a loessurilor și pămînturilor loessoide caracteristică esențială care condiționează proprietățile mecanice ale acestora, este reprezentată de conținutul său total de apă. În general, umiditatea acestor pămînturi variază în limite largi de la 1 la 39%, datorită condițiilor climatice, geomorfologice și hidrogeologice din zona respectivă.

Depozitele loessoide din grupa B de sensibilitate la umezire au de obicei umidități scăzute. Astfel, în zona municipiului Galați, umiditatea loessului are valori cuprinse între 8 și 12%.

Datele existente în literatură confirmă că, în condiții naturale, umiditatea în depunerile loessoide se găsește sub formă peliculară, iar mărimea ei de regulă este mai mică decît higroscopicitatea moleculară maximă.

Depozitele loessoide care dispun de obicei de umidități ridicate (21,2—22,5%) nu sînt predispuse tasării suplimentare [89].

Umiditatea variază în general pe verticală iar această variație este influențată de prezența sau absența unui strat impermeabil la bază. Dacă la bază există un strat drenant, umiditatea depozitelor loessoide este în general constantă sau scade ușor cu adîncimea. În cazul în care la bază există un strat impermeabil, umiditatea crește odată cu adîncimea.

Se pot prezenta situații cînd depozitele loessoide din apropierea stratului de bază sînt fie inundate, fie uscate, indiferent dacă stratul de bază este drenant sau impermeabil.

Uneori, anumite zone formate din depozite loessoide își modifică umiditatea în timp, datorită prezenței în zonă a unor surse de apă. Creșterea umidității unor asemenea zone se poate produce local prin infiltrarea în teren a apelor superficiale acumulate în denivelările terenului, prin infiltrarea apelor provenite din pierderile rețelelor hidroedilitare etc.; creșterea zonală a umidității pămîntului se poate datora schimbării naturale a regimului hidrogeologic, provocată de prezența în apropiere a unor sisteme de irigare, desființării văilor care aveau inițial un efect drenant, modificării regimului de umiditate prin acoperirea terenului

cu construcții, străzi, platforme pavate etc. Asemenea fenomene de umezire în timp au apărut de exemplu în cartierele Țiglina și Aeroport din municipiul Galați unde umezirea loessului de jos în sus se produce cu o viteză de 0,2—0,5 m/an;

Umiditatea terenului pe verticală poate să se modifice în fiecare an și datorită fenomenelor de capilaritate sau de condensare.

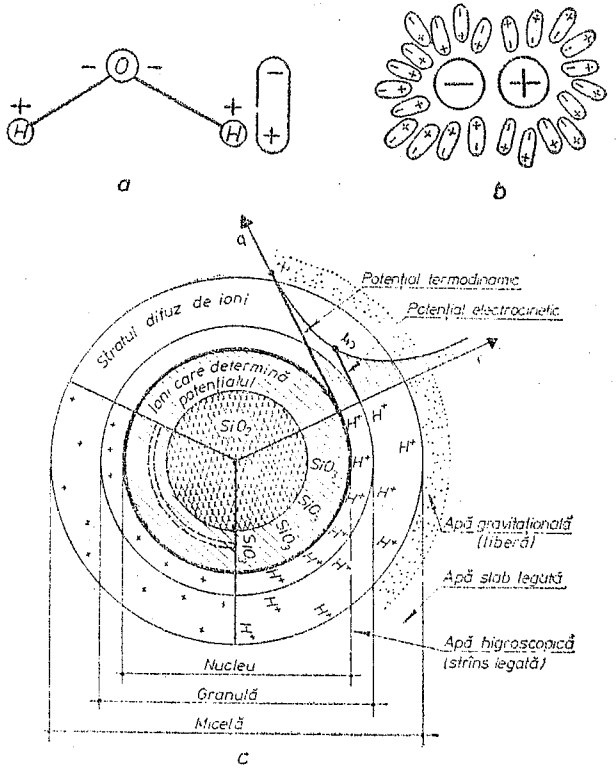


Fig. 2.6. Schema reacțiilor dintre particulele de argilă și apă:

a — dipolul de apă; *b* — polarizarea particulelor de apă; *c* — schema particulei de pămînt învelită cu apă; *1* — apa strîns legată; *2* — apa slab legată; *3* — apa liberă (gravitațională) de condensare capilară.

Prezența apei în depozitele loessoide se manifestă sub trei forme; apă legată w_l (strîns legată sau higroscopică w_h și slab legată sau osmotică w_{os}), apa liberă și apa sub formă de vapori.

— *Apa strîns legată sau higroscopică* w_h, care la depozitele loessoide este sub 7%, nu circulă sub influența gravitației iar prin ea nu se trans-

Pentru $w=0$, se obține greutatea volumică a pămîntului în stare uscată, γ_d. Greutatea volumică a loessurilor și pămînturilor loessoide crește odată cu umiditatea și uneori cu adîncimea, fără să existe o corelație riguroasă între adîncime și creșterea greutății volumice. În fig. 2.5 sînt prezentate diagramele de variație pe adîncime ale greutății volumice în stare uscată a loessului din diferite cartiere ale municipiului Galați.

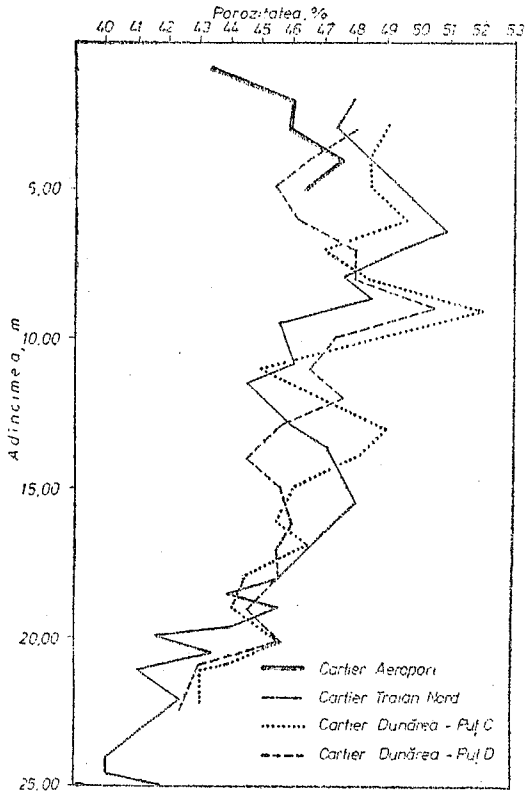


Fig. 2.4. Diagrama de variație cu adîncimea a porozității naturale a loessului din diferite zone ale municipiului Galați.

În funcție de greutatea volumică în stare uscată, depozitele loessoide pot fi caracterizate după lucrarea [62], astfel:

- pămînturi macroporice afinate, capabile de mari tasări prin prăbușire în caz de umezire $\gamma_d<13$ kN/m³;
- pămînturi macroporice cu o stare de afinare medie, capabile de tasări sub construcții grele $\gamma_d=13...14,5$ kN/m³;
- pămînturi macroporice teoretic insensibile la umezire $\gamma_d>14,5$ kN/m³.

Loessurile de pe teritoriul municipiului Galați, în funcție de greutatea lor volumică în stare uscată și de porozitate, se pot caracteriza astfel:

- loessuri foarte poroase, prezentînd la umezire tasări mari sub sarcina geologică — $\gamma_d<13$ kN/m³;
- loessuri poroase, prezentînd la umezire tasări medii sub greutatea proprie și sub încărcări exterioare — $\gamma_d=13...15$ kN/m³;
- loessuri cu porozitate redusă, prezentînd la umezire o tasare redusă sub încărcări exterioare — $\gamma_d=15...16,5$ kN/m³;
- loessuri practic insensibile la umezire — $\gamma_d>16,5$ kN/m³.

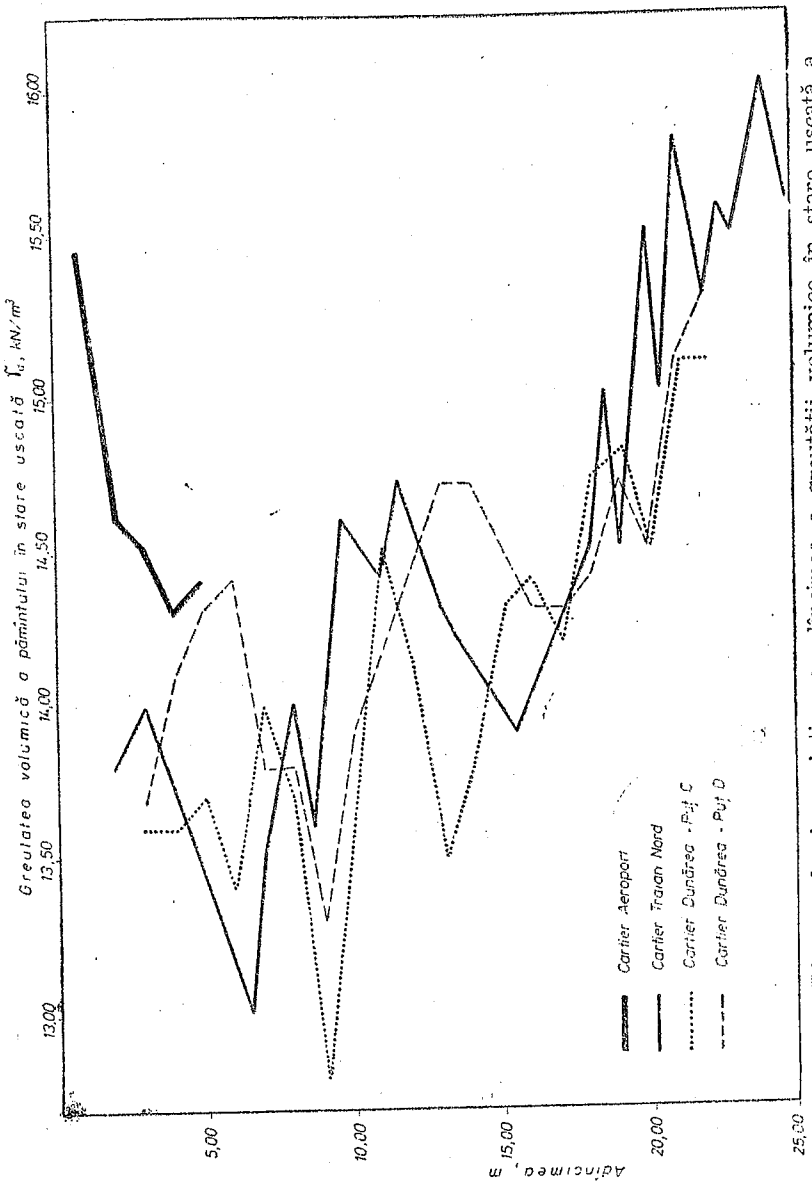


Fig. 2.5. Diagramele de variație cu adîncimea a greutății volumice în stare uscată a loessului din diferite cartiere ale municipiului Galați.

2.4. Porozitatea, greutatea volumică și densitatea

Porozitatea. Porozitatea totală a depozitelor loessoide permite crearea unei imagini generale privind compresibilitatea acestora, permeabilitatea la apă, aer etc. Această porozitate variază între 38 și 58%, în mod curent situîndu-se între limitele de 44 și 53%. Valorile mai mici se întîlnesc la nisipurile loessoide iar cele mai mari la pămînturile argiloase, spre suprafața terenului.

Se știe că, în general, un pămînt format din loessuri sau pămînturi loessoide, avînd un indice al porilor $e=\frac{n}{1-n}\leqslant 0{,}5$, este bun ca teren de fundare iar cel care are $e\geqslant 0{,}9$ trebuie să fie îmbunătățit prin procedee mecanice sau chimice, fie înlocuit [75].

Dimensiunile porilor care intră în alcătuirea volumului total de pori sînt foarte diferite. Studiile efectuate [75] au permis stabilirea următoarelor tipuri de porozități specifice depozitelor loessoide:

a) ultramicroporozitatea n_u, avînd diametrul porilor $<0{,}001$ mm;

b) porozitatea dintre particule n_{dp}, cuprinzînd:

— porozitatea măruntă dintre particule, avînd diametrul porilor cuprins între 0,001 mm și 0,02 mm;

— porozitatea grosieră dintre particule, avînd diametrul porilor cuprins între 0,02 și 0,1 mm;

c) porozitatea grosieră n_g, avînd diametrul porilor $>0{,}1$ mm;

d) porozitatea tubulară n_t.

Ultramicroporozitatea corespunde higroscopicității volumice maxime, mărimea acesteia variind între 0 și 40 %. În condiții naturale această porozitate practic nu se modifică sub acțiunea încărcărilor de scurtă durată, îndeplinind însă un rol important în cazul proceselor reologice. De cele mai multe ori acești pori sînt umpluți cu apă.

Porozitatea dintre particule asigură fenomenele de capilaritate în limitele dimensiunilor maxime și minime ale porilor, jucînd un rol important în procesul de deformare, de stabilizare și de mișcare a apei în depozitul loessoid respectiv. Porozitatea cea mai activă este porozitatea grosieră dintre particule, cu porii avînd diametrul $>0{,}02$ mm. În porozitatea măruntă dintre particule se include de asemenea atît porozitatea din interiorul agregatelor cît și cea dintre particule și agregate.

Porozitatea grosieră este formată din porii vizibili cu ochiul liber, constituind așa-zisa macroporozitate a cărei volum variază între 0 și 30%.

Porozitatea tubulară caracteristică loessurilor, constituind macroporii dispuși sub formă de canale cu pereții întăriți cu carbonați, creează un volum care variază de la 0,1 la 6% din volumul total de pămînt.

În procesul deformării depozitelor loessoide sub încărcări de scurtă durată, fără strivirea particulelor, se păstrează ultramicroporozitatea, porii din interiorul agregatelor și o parte din porozitatea măruntă dintre particule, a căror sumă formează porozitatea pasivă.

Porozitatea activă, care se modifică odată cu deformarea pămîntului sub încărcare, cuprinde o parte din porozitatea dintre particule, porozitatea grosieră, porozitatea tubulară și cea realizată prin fisuri.

Se poate deci scrie:

$$n_{act}=n_e-n_{pas} \tag{2.2}$$

unde: $n_{pas}=n_u+n_{dp}$ este porozitatea pasivă;

n_0 — porozitatea inițială a pămîntului din proba netulburată;

n_u — ultramicroporozitatea păstrată;

n_{dp} — porozitatea dintre particule, păstrată după reașezarea particulelor.

Depozitele loessoide avînd porozitatea mai mică de 40% se pot considera teoretic ca insensibile la umezire.

În funcție de conținutul total al porilor, depozitele loessoide pot fi clasificate după lucrarea [75] astfel:

— ultraporoase	$n>49$ %;
— foarte poroase	$n=43\ldots49$ %;
— poroase	$n=39\ldots43$ %;
— puțin poroase	$n<39$ %.

În lucrarea [11] se face o clasificare a depozitelor loessoide referitoare la compresibilitatea lor în funcție de porozitate astfel:

— pămînturi cu compresibilitate pronunțată	$n=48\ldots59$ %;
— pămînturi cu compresibilitate medie	$n=44\ldots52$ %;
— pămînturi cu compresibilitate scăzută	$n=42\ldots45$ %.

În fig. 2.4 este prezentată variația pe adîncimea a porozității depozitelor loessoide din diferitele zone ale municipiului Galați, determinată pe probe din monoliți extrași pe adîncimea pachetului de pămînt sau prin măsurători radiometrice.

Greutatea volumică. Greutatea volumică a loessurilor și pămînturilor loessoide, γ, depinde de compoziția lor mineralogică, de porozitate, de structura și umiditatea lor. Aceasta se poate determina corespunzător diferitelor stări de umiditate ale pămîntului, cu relația cunoscută:

$$\gamma=\gamma_s\left(1-\frac{n}{100}\right)\left(1+\frac{w}{100}\right) \tag{2.3}$$

unde: γ_s este greutatea volumică a scheletului mineral care variază între 26,5 și 27,2 kN/m^3;

n — porozitatea depozitului loessoid în stare naturală, în %;

w — umiditatea naturală a pămîntului respectiv, în %.

dacă pămîntul conține mai mult de 2 g săruri dizolvabile la 1 g de pămînt [4].

Mai stabilă la apă apare subclasa C. Pentru subclasa D, care este intermediară între subclasele A și C, apare caracteristic tipul mixt de structură.

3) În funcție de acțiunea reciprocă a apei și părții gazoase, în structura depozitelor loessoide se disting patru tipuri de structuri: a, b, c și d. Tipul structurii pămîntului se stabilește pe baza indicelui de saturație relativă cu apă a_w care se determină cu relația

$$a_w = \frac{w_k - w}{w} \qquad (2.1)$$

unde: w_k este mărimea saturației capilare în condiția absenței umflării;

w — umiditatea naturală a pămîntului raportată la greutate.

4) În funcție de porozitatea totală n a pămîntului, depozitele loessoide se pot împărți în următoarele specii:

— specia 0	$n > 49\%$;
— specia 1	$43\% \leqslant n < 49\%$;
— specia 2	$39\% \leqslant n < 43\%$;
— specia 3	$n < 39\%$.

5) În funcție de conținutul fracțiunii fin dispersate (<0,002 mm) din cantitatea părții disperse a depozitelor loessoide, acestea se pot grupa în următoarele varietăți de structuri [73]:

— varietatea α_1	$d_{fa} < 5\%$;
— varietatea α_2	$5\% \leqslant d_{fa} < 10\%$;
— varietatea β (β_1, β_2, β_3)	$10\% \leqslant d_{fa} < 25\%$;
— varietatea γ	$25\% \leqslant d_{fa} < 40\%$.

Studiile efectuate [4] au permis să se determine legătura dintre caracteristicile structurale ale depozitelor loessoide și proprietățile lor fizico-mecanice. Drept caracteristici structurale au fost luate în considerație însăși elementele de clasificare a căror importanță a fost stabilită în următoarea ordine: tipul de pămînt, clasa și subclasa structurii, gradul de umiditate și într-o măsură mai redusă porozitatea pămîntului.

S-a demonstrat că pentru aceeași porozitate, două pămînturi pot avea proprietăți diferite. Determinantă în acest caz va apărea nu porozitatea totală ci porozitatea activă, adică acea parte din porozitate care participă nemijlocit la procesul tasării suplimentare (v. § 2.4).

În funcție de clasa și subclasa de structură, depozitele loessoide se vor caracteriza după gradul de tasare suplimentară. Din acest punct de

vedere, valorile maxime ale tasărilor suplimentare sînt caracteristice depozitelor leossoide cu structură granulară-peliculară și prăfoasă-peliculară care au o porozitate ridicată (peste 43%) și care conțin o importantă cantitate de agregate legate între ele cu pelicule argiloase. La încercarea probelor de pămînt din această clasă, în dispozitive de compresiune, se obțin tasări suplimentare specifice de 5—6%, chiar pentru presiuni de numai 0,1 MPa sau de 14—15% pentru presiuni de 0,3 MPa [4]. Procesul de tasare suplimentară la aceste pămînturi se produce rapid și poartă caracterul de prăbușire (colaps).

Presiunea critică definită ca presiune ce produce o tasare specifică de 1% variază la asemenea pămînturi de la 0,03 la 0,10 MPa. Această grupă de pămînturi corespunde grupei B de sensibilitate la umezire.

Depozitele loessoide avînd clasa de structură agregată dispun de o slabă tasare suplimentară; ele conțin peste 25% particule argiloase, au o porozitate sub 38% și de regulă nu se deformează suplimentar sub acțiunea greutății proprii în momentul umezirii lor intense. Asemenea pămînturi la care de obicei presiunea critică este cuprinsă între 0,2 și 0,3 MPa fac parte din grupa A de sensibilitate la umezire.

Depozitele loessoide cu clasa de structură granulară-agregată au proprietăți intermediare față de cele două precedente, fiind variate în ceea ce privește compoziția mineralogică a fracțiunii argiloase, caracterul de agregare și stabilitatea la apă. Tasarea suplimentară se produce mai puțin intens decît la cele cu structură granulară-peliculară sau prăfoasă-peliculară, dar mai intens ca la cele cu structură agregată. Presiunea critică la asemenea pămînturi variază între 0,1 și 0,2 MPa.

Pămînturile cu cele mai mari tasări suplimentare sub acțiunea apei dispun de legături structurale slabe (de coagulare sau de cristalizare) solubile în apă; depozitele loessoide cu legături structurale stabile (de cristalizare), nesolubile în apă, se tasează foarte puțin sau chiar deloc; grupa intermediară dispune de legături structurale mixte (de coagulare-cristalizare) și are tasarea suplimentară variată.

Textura. Textura depozitelor loessoide se referă la alcătuirea generală deosebită a grosimii stratului de depozit loessoid. Cea mai importantă caracteristică a texturii pachetelor de loess sau pămînturi loessoide este de regulă absența unei stratificații. Alteori însă factorii de geneză determină apariția unei stratificații care se obține prin modificarea pe verticală a compoziției granulometrice sau prin intercalarea unor straturi de nisip, humus, ghips etc. Grosimile acestor straturi pot varia de la cîțiva milimetri pînă la cîțiva metri. Astfel, în zona Galați se întîlnesc loessuri cu intercalații de soluri fosile de culoare brun roșcată iar în zona Fetești se întîlnesc loessuri cu intercalații de straturi de nisip.

granulometrice ale pămînturilor, fiecare fracțiune fiind caracterizată prin anumite diametre limită stabilite pe baza unor criterii judicios alese.

Tabelul 2.2

Limita de fracțiuni granulometrice în diferite sisteme de clasificare

Sistemul de fracțiuni granulometrice	Argilă mm	Praf mm	Nisip		Scheletul min.
			fin, mm	grosier, mm	
Sistemul internațional	<0,002	0,002...0,02	0,02...0,2	0,2 ...2,0	>2
Sistemul american (Atterberg)	<0,002	0,002...0,05	—	0,05...2,0	>2
Sistemul Chiriță*	<0,002	0,002...0,02	0,02...0,2	0,2 ...2,0	>2
Sistemul Kacinski	<0,001	0,001...0,05	—	0,05...1,0	>1
Sistemul STAS 1243-74	<0,005	0,005...0,05	—	0,05...2,0	>2

* Sistemul de clase texturale bazat pe definirea acestora cu ajutorul unui triunghi al texturii prin conținutul de argilă, praf și mîl (acestea fiind la rîndul lor definite conform sistemului internațional).

Cercetările ultimilor ani au arătat că structura depozitelor loessoide reprezintă o combinare de particule de nisip și praf care „înoată" într-o masă fin dispersată și că între particulele de nisip și praf lipsesc contactele directe.

După lucrarea [75], toate structurile pămînturilor se împart în clase, subclase, tipuri etc.

1) În cazul depozitelor loessoide sînt utilizate următoarele clase de structuri:

- *granulară-peliculară (II);*
- *prăfoasă-peliculară (IIp);*
- *granulară-agregată (IIa);*
- *agregată (III).*

Depozitele loessoide cu structură granulară-peliculară se referă la nisipurile argiloase loessoide și la argilele nisipoase ușoare, fiind alcătuite din semiagregate legate într-un sistem unic.

Structura prăfoasă-peliculară este caracteristică în principal loessurilor, deosebindu-se de structura granulară-peliculară prin fracțiunea măruntă a semiagregatelor (în limitele 0,002—0,04 mm).

Structurile granulare-agregate predomină în nisipurile argiloase loessoide și în argilele nisipoase loessoide, ocupînd locul intermediar între structurile agregate și structurile granulare.

Structurile agregate, caracteristice argilelor și argilelor nisipoase loessoide, dispun de elementul dispers care este predominant și care este legat, în majoritatea masei sale, sub formă de agregate; numai o parte redusă a granulelor grosiere sînt separate prin spații importante de materialul dispers.

Aspectul general al acestor structuri este arătat în fig. 2.3 iar indiciile de bază pentru stabilirea clasei de structură sînt prezentate în tabelul 2.3.

2) În funcție de stabilitatea la apă a sistemului de structură și de predominare a legăturilor fizico-chimice, depozitele loessoide se subîmpart în subclasele A, B, C și D.

Din subclasele A și B fac parte pămînturile cu legăturile de coagulare sau de cristalizare solubile în apă,

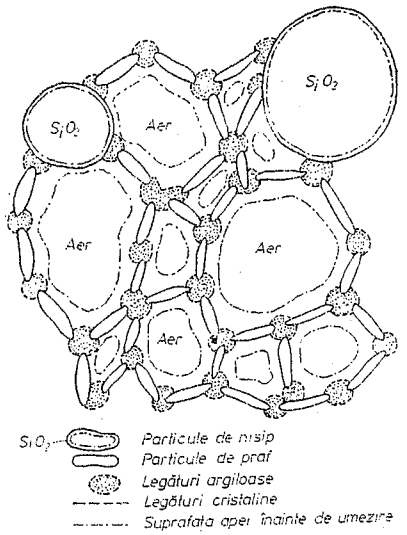


Fig. 2.3. Structura schematizată a loessurilor [7].

Tabelul 2.3

Indiciile de bază ale claselor de structuri pentru depozitele loessoide

Clasa de structură	Indiciile de bază	Raportul materialului argilos sau de cimentare față de particulele nisipoase-prăfoase
Granulară-peliculară II	Întregul cîmp este alcătuit din granule nisipoase și prăfoase. Particulele argiloase nu se observă	Între particule există legături asigurate prin ciment pelicular sau de contact. Grosimea peliculelor $<2\,\mu m$
Agregată (III)	În cîmpul vizual — agregate compacte. Rare incluziuni a granulelor mari în masa fin granulară. Adesea se observă porțiuni de pelicule de material fin dispersat (argilos). Agregatele au suprafețele compacte și adesea cu marginile ascuțite	Toate particulele sînt unite în agregate de diverse morfologii, rezistență, stabilitate la apă. Granulele grosiere sînt despărțite prin pelicule de grosimi de la 2 μm pînă la d_g (d_g — diametrul maxim al granulei)
Granulară-agregată (II-a)	Roca are în unele sectoare indiciile claselor II și III	

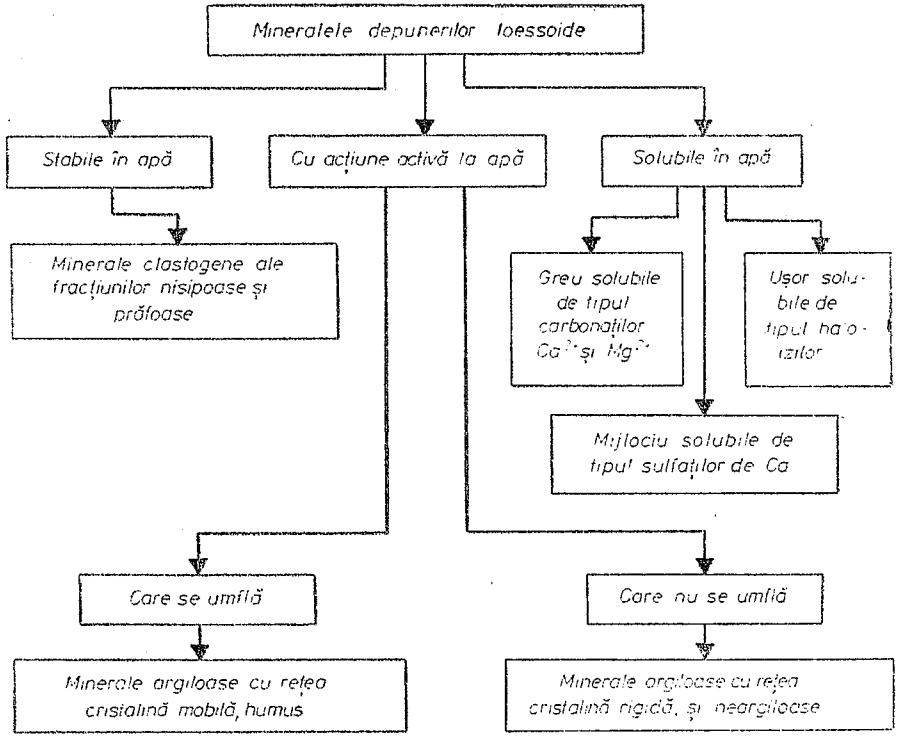

Mineralele depunerilor loessoide
Stabile în apă
Cu acțiune activă la apă
Solubile în apă
Minerale clastogene ale fracțiunilor nisipoase și prăfoase
Greu solubile de tipul carbonaților Ca²⁺ și Mg²⁺
Ușor solubile de tipul halogenizilor
Mijlociu solubile de tipul sulfaților de Ca
Care se umflă
Care nu se umflă
Minerale argiloase cu rețea cristalină mobilă, humus
Minerale argiloase cu rețea cristalină rigidă, și nearglioase

Fig. 2.1. Clasificarea mineralelor conținute în depozitele loessoide, funcție de caracterul interacțiunii cu apa.

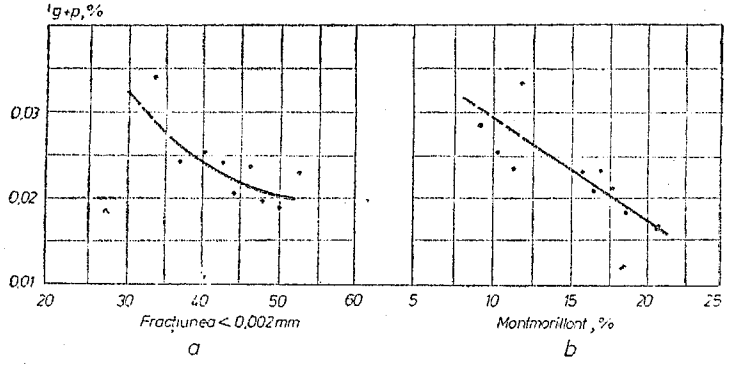


Fig. 2.2. Graficul de variație a tasării suplimentare în funcție de conținutul, în %, al fracțiunii argiloase (*a*) și al montmorillonitului (*b*) la depozitele loessoide cu structura granulară-agregată [4].

grad capacitatea acestor pămînturi de a se tasa suplimentar sub acțiunea apei. Unele din mineralele argiloase ca mica hidratată, caolinitul etc. sînt capabile de a produce și de a dezvolta tasarea suplimentară, spre deosebire de montmorillonit, nontronit etc. care se opun acestei deformații iar uneori conduc chiar la umflarea depozitelor loessoide supuse umezirii.

Cercetările efectuate [4] au permis să se evidențieze influența conținutului de fracțiuni argiloase și respectiv de montmorillonit asupra capacității de deformare a depozitelor loessoide (fig. 2.2, *a*, *b*) .Din cele două grafice rezultă că deformația suplimentară specifică, determinată pentru presiunea de 0,3 MPa, variază hiperbolic și descrește odată cu mărimea conținutului de fracțiuni argiloase, iar în cazul montmorillonitului tasarea suplimentară specifică scade liniar, odată cu creșterea conținutului procentual al acestuia.

2.3. Structura și textura

Structura. Structura loessurilor și pămînturilor loessoide este reprezentată de dimensiunea, forma și caracterul suprafeței elementelor componente (particule separate sau agregate), de așezarea lor relativă în pămîntul respectiv și de caracterul legăturilor dintre ele.

Ca elemente structurale de bază a părții solide a pămîntului apar particulele simple, agregatele și semiagregatele. Ca urmare a proceselor geologice, elementele structurale se distribuie în cuprinsul masei pămîntului în grupări variate denumite sisteme de structuri. Sistemele de structuri reprezintă combinații ale elementelor de structură după anumite legi, avînd diferite grade de stabilitate care se pot modifica în timp sub acțiunea diverselor procese.

La depozitele loessoide, în principal, sînt dezvoltate atît agregatele argiloase care constau din minerale primare (cuarț, feldspat) de dimensiuni micronice diferite, legate cu ciment argilos format din mică hidratată, montmorillonit, oxizi și hidroxizi de fier, bioxid de siliciu, calcit dispers, cît și agregatele formate din carbonați de fier sau mangan, ale căror materiale de cimentare sînt constituite din hematit, piroluzit, hidrohematit, ghips, cuarț și gallit [4].

Semiagregatele care ocupă locul intermediar între particulele simple și agregate sînt formate din granule de nisip sau praf, acoperite total sau parțial cu o peliculă de material fin dispersat (argilos, feros sau carbonatat).

În prezent, există mai multe clasificări după dimensiuni ale particulelor de pămînt care alcătuiesc depozitele loessoide. În tabelul 2.2. sînt reprezentate comparativ diferitele sisteme de clasificare a fracțiunilor

Ipoteza susținută de N. I. Denisov (1946) privind producerea stării de subîndesare a rocilor loessoide prin formarea lor eoliană sau deluvială în condițiile unui climat uscat, este cea mai verosimilă. În conformitate cu această teorie, rocile loessoide umezite sînt supuse unor deformații structurale prin reducerea aproape totală a coeziunii de consolidare, în timp ce agregatele particulelor de pămînt, supuse unei dispersări (peptizări) în elemente de dimensiuni mici, pătrund în porii liberi ai pămîntului.

2.2. Compoziția chimică și mineralogică

Compoziția chimică a depozitelor loessoide care depinde de particulele mineralogice constitutive, poate varia după cum urmează [1]:

$42\% < SiO_2 < 94\%$; $4\% < Al_2O_3 < 21\%$; $0{,}4\% < Fe_2O_3 < 13\%$;

$0{,}3\% < CaO < 18\%$; $0{,}34\% < MgO < 4\%$; $0{,}02\% < SO_3 < 4\%$;

$0{,}01\% < CO_2 < 1{,}2\%$.

Drept componenți principali ai depozitelor loessoide pot fi considerați SiO_2 și sesquioxizii Al_2O_3 și Fe_2O_3 care intră atît în compoziția fracțiunii grosiere cît și în cea a fracțiunii fin dispersate. Raportul între SiO_2 și sesquioxizi variază după regiune în funcție de geneza acestor pămînturi.

Conținutul cel mai ridicat de SiO_2 este caracteristic depozitelor loessoide umede din zonele nordice iar conținutul mai ridicat de sesquioxizi (R_2O_3) este caracteristic loessurilor din zonele cu climat mai cald al cîmpiilor aluvionare.

În compoziția depozitelor loessoide există un procent redus de săruri ușor solubile în apă (0,05—2,5%), deși în unele depozite loessoide sărăturate se poate întîlni un conținut de 25% și chiar mai mare de sulfați, cloruri sau carbonați.

Conținutul global de sulfați în cele mai multe cazuri este cuprins între 0 și 5%. În unele formațiuni se întîlnesc orizonturi întregi de ghips, în care conținutul de sulfați se poate ridica pînă la 40%. Ca elemente caracteristice ale depozitelor loessoide apar de asemenea carbonații al căror conținut variază în limitele 0—22%.

La loessurile curate, carbonații apar în cantitate mai mare în cuprinsul fracțiunii grosiere a prafului, iar la pămînturile loessoide aceștia predomină în fracțiunea fină.

Trebuie menționată prezența legăturilor de humus în cantități de 0,1—0,9%, ca rezultat al proceselor microbiologice produse în loessuri.

După cum s-a arătat, compoziția mineralogică a depozitelor loessoide depinde de particulele mineralogice constitutive. Scheletul solid al rocilor loessoide este format din particule minerale, izolate sau sub formă de agregate, avînd o compoziție mineralogică reprezentată atît de mineralele primare (cuarț, feldspat, calcit etc.) cît și de mineralele secundare argiloase (montmorillonit, beidellit, caolinit, illit etc.).

Mineralele primare se găsesc în cantitate de 60—90% iar grupa mineralelor argiloase reprezintă pînă la 30% din conținutul mineralogic al rocilor loessoide [4].

Studiile efectuate [1] au evidențiat următoarele valori ale conținutului mineral de bază în depozitele loessoide:

cuarț	11—87%
cuarț fin	1— 6%
feldspat	1,2—45%
mică/muscovit	2— 3%
carbonați	0—22%

Trebuie remarcat că loessurile și pămînturile loessoide apar sub forme variate în funcție de conținutul lor de minerale active. Din grupa mineralelor active fac parte mineralele fin dispersate (de tipul caolinitului, micei hidratate etc.) precum și cele solubile în apă ca ghipsul, calcitul, gallitul etc. Cantitatea de mică hidratată este cuprinsă între 10 și 90% din cantitatea de fracțiune fină. În această fracțiune a fost întîlnit întotdeauna montmorillonitul (5—75%), mai rar caolinitul (1—10%), cuarțul fin dispersat (1—5%) și calcitul dispersat (0,2—12%).

Menționăm că în depozitele loessoide mai pot fi prezente sub forma unor fracțiuni fine și alte minerale cum sînt oxizii și hidroxizii de fier, a căror cantitate variază de la 0,6% pînă la 2,4%.

Modificarea umidității depozitelor loessoide constituie factorul de bază care are o influență bruscă asupra stabilității și deformabilității acestor pămînturi. După caracterul interacțiunii cu apa, mineralele depozitelor loessoide se pot împărți conform schemei din fig. 2.1.

Mineralele care conferă loessurilor și pămînturilor loessoide proprietatea de a fi sensibile la umezire sînt în primul rînd mineralele ușor solubile în apă (1—2%). Dintre aceste minerale locul principal îl ocupă gallitul care este difuzat în toată masa pămîntului.

În condițiile unei umidități reduse, mineralele solubile în apă participă la formarea structurii de rezistență a depozitului loessoid sensibil la umezire, însă, la o umezire mai intensă a acestuia, structura depozitului loessoid se distruge brusc.

Compoziția mineralogică și raporturile dintre cantitățile diferitelor minerale care alcătuiesc depozitele loessoide determină într-un anumit

2. CARACTERISTICILE ȘI PROPRIETĂȚILE FIZICO-CHIMICE ȘI MINERALOGICE ALE DEPOZITELOR LOESSOIDE SENSIBILE LA UMEZIRE

2.1. Clasificare și geneză

După cum este cunoscut, pămînturile se formează ca urmare a proceselor de degradare a rocilor cînd, alături de agenții fizici, acționează activ și agenții chimici de alterare care modifică nu numai compoziția mineralogică ci și gradul de dispersie al rocii respective. Reacțiile chimice care se produc în natură conduc la apariția și acumularea particulelor argiloase și, în aceeași măsură, a particulelor coloidale, imprimînd anumite caractere pămînturilor respective, în funcție de cantitatea de fracțiuni argiloase și coloidale acumulată.

Depozitele loessoide, denumite și depuneri loessoide, formează o grupă caracteristică de pămînturi, din care fac parte loessurile și pămînturile loessoide.

Loessurile fac parte după clasificarea dată în STAS 1243-74 din subgrupa pămînturilor prăfoase și se definesc ca pămînturi macroporice (roci detritice nestratificate), sensibile la umezire, constituite din praf ca fracțiune predominantă ($P \geqslant 60$ %), din nisip (N) cu fracțiuni de carbonat de calciu și din argilă ($A < 30$ %).

De obicei de culoare galbenă, foarte permeabile pentru aer și permeabile pentru apă, loessurile prezintă în deschiderile naturale pereți cu ruptură verticală. Cînd sînt în stare uscată, prin sfărîmare se transformă într-o pulbere făinoasă aspră la pipăit.

Pămînturile loessoide diferă de loessuri prin conținutul mai mare de nisip sau argilă, cuprinzînd o gamă întreagă de pămînturi situate între nisipuri și argile.

Tabelul 2.1 prezintă clasificarea depozitelor loessoide după Normativul P7-77, funcție de conținutul fracțiunilor granulometrice. Această clasificare are însă un caracter orientativ și servește doar la o evaluare calitativă care trebuie să fie însoțită întotdeauna de prospecțiuni de detaliu.

Tabelul 2.1

Clasificarea depozitelor loessoide după normativul P7-77

Tipuri litologice	Diametrul particulelor mm	>0,25	0,25—0,1	0,1—0,05	0,05—0,01	<0,01
Loessuri 0,01—0,1 >60%	Nisipoase <0,01 mm <40%		0—15	15—25	35—45	<40
	Prăfoase <0,01 mm <30%		0—10	<15	>45	<30
	Argiloase <0,01 mm 30—40%		0—5	<15	>45	<40
Pămînturi loessoide 0,01—0,1 <60%	Nisipuri și nisipuri argiloase loessoide	>5	25—55	10—50	10—50	<30
	Prafuri nisipoase loessoide	<5	<30	35—55	35—55	>30
	Prafuri argiloase loessoide	0—5	0—10	40—60	40—60	<50
	Argile prăfoase loessoide	0—1	0—10	25—50	45—50	>50

Ca trăsături caracteristice ale loessurilor apar particularitățile structurii, macro și micro porozitatea, anizotropia proprietăților și compoziția chimico-mineralogică specifică acestor pămînturi.

Depozitele loessoide posedă o mare diversificare a caracteristicilor lor fizico-mecanice care se explică prin multitudinea condițiilor de formare precum și a factorilor numeroși care au intervenit pe parcursul formării lor.

Cu privire la geneza loessurilor și a pămînturilor loessoide au fost emise multe teorii. Dintre ipotezele cele mai larg acceptate privind geneza loessurilor se pot menționa:

— ipoteza eoliană a lui F. V. Richthofen care consideră că loessul s-a format prin depunerea prafului transportat de vînt în zone cu vegetație formată din ierburi dese și nu prea înalte;

— ipoteza deluvială care consideră că loessul a fost depus în văi largi, prin procesul de spălare și transport a materialelor dezagregate de pe suprafața versanților.

Prima ipoteză justifică prezența în masa loessurilor a unei porozități vizibile cu ochiul liber, asigurată de prezența unor canale verticale formate pe traseul tulpinelor de iarbă, iar a doua ipoteză justifică formarea loessurilor care prezintă o oarecare stratificație și care conțin particule de dimensiuni mai grosiere.

La umezirea lor intensă, tasarea suplimentară se produce relativ brusc, căpătînd caracter de prăbușire (colaps). Prin prăbușirea lui, pămîntul nu-și epuizează în totalitate tasările, masivul de pămînt umezit continuînd să se taseze în timp după umezire, în căutarea unei stări de echilibru, prin manifestarea proprietăților sale reologice.

Mărimea și durata de manifestare a tasărilor suplimentare depinde de natura și grosimea stratului sensibil la umezire, de gradul de umezire al pămîntului, de mărimea și forma suprafeței încărcate etc. În general, tasarea suplimentară este neuniformă în plan iar aceasta se explică prin neomogenitatea pămîntului, prin varietatea gradului de umezire și a presiunilor ce se exercită asupra pămîntului umezit; ea este cu atît mai mare cu cît crește gradul de umiditate și presiunea (din sarcina geologică sau din sarcina geologică cumulată cu încărcarea exterioară).

Din grupa pămînturilor sensibile la umezire cu răspîndire largă în R. S. România, depozitele loessoide formate din loessuri sau din pămînturi loessoide ocupă un loc important.

După modul în care se tasează, terenurile de fundare formate din pămînturi sensibile la umezire se împart în două grupe [152, 153]:

— *grupa A*, cuprinzînd terenurile care la umezire nu se tasează sub sarcina geologică, dar care prezintă deformări sub acțiunea încărcărilor exterioare. În această grupă intră și terenurile deformabile dispuse în strat subțire la care, deși deformația specifică este mare, totuși tasarea totală (absolută) nu depășește limita impusă pămînturilor care fac parte din această grupă (v. cap. 7);

— *grupa B*, cuprinzînd terenurile care la umezire suferă tasări numai sub acțiunea sarcinii geologice sau, în paralel cu aceasta, suferă deformări determinate și de acțiunea încărcărilor exterioare.

Proprietățile depozitelor loessoide care au o influență asupra tasării lor suplimentare se formează în condiții geomorfologice, geologice și hidrogeologice proprii și se păstrează nemodificate numai în anumite condiții. Ca proprietăți caracteristice ale depozitelor loessoide se pot cita: porozitatea ridicată (peste 45%), cu precădere macroporozitatea, rapida lor înmuiere sub acțiunea apei, conținutul ridicat de particule prăfoase (peste 50%), permeabilitatea relativ ridicată, lipsa unei stratificații fine, menținerea în taluzuri verticale de mari înălțimi, culoarea galben deschisă cînd sînt uscate etc.

Depozitele loessoide ocupă în R. S. România o suprafață de circa 40 000 km², adică circa 17% din suprafața întregii țări [13]. Ele reprezintă roci de acoperire ale unei părți din Cîmpia Română, din Dobrogea centrală sau de sud și din podișul Moldovei. Asemenea pămînturi mai apar în Banat și Crișana, în nordul Dobrogei și în zona subcarpatică, dar numai pe suprafețe restrînse și sub altitudinea de 400 m.

Grosimea straturilor de loess și pămînt loessoid variază cu zona lor de amplasare. Prospecțiunile efectuate prin foraje au semnalat următoarele grosimi [13]:

— Malul drept al Dunării, de la Ostrov spre aval, Cernavodă, Tulcea, malul sting al Borcei 60 m.
— Tecuci—Nicorești 50 m.
— Valea Ialomiței (Mărculești—Țăndărei), Turnu Măgurele 30 m.
— Cîmpia Covurluiului, teritoriul municipiului Galați 25 m.

În unele zone grosimea lor este probabil mai mare.

Totalul suprafețelor de uscat de pe globul pămîntesc, ocupate de depozite loessoide se ridică la circa 9,3% din suprafața uscatului, ceea ce reprezintă circa 13 milioane km². Aceste pămînturi sînt larg răspîndite pe toate continentele, ocupînd în America de Nord — bazinul Mississippi și Missouri — circa 10% din teritoriu, în America de Sud 5%, în Europa — Franța, Europa centrală și în deosebi cîmpia Europei răsăritene — circa 7%, iar în Asia circa 16% din teritoriu.

Cele mai tipice loessuri sînt distribuite pe teritoriul R. P. Chineze, în partea de nord a Indiei și în R. P. Mongolă. În U.R.S.S., depozitele loessoide ocupă circa 35% din suprafața părții europene și circa 7% din cea asiatică.

Grosimea depozitelor loessoide variază și ea după continente. Studiile existente au arătat că dacă pe continentul european aceste pămînturi se găsesc în depozite ce nu depășesc grosimea de 60 m, în America de Sud — loessurile de pampas din Brazilia și Argentina — ating grosimi de 200 m iar în Asia ele ating grosimea de 400 m [13].

Grosimea uneori variabilă a loessurilor și pămînturilor loessoide de la un punct la altul, datorită depunerii lor în locuri cu relief accidentat, creează în plus implicații importante la proiectarea fundațiilor și la exploatarea construcțiilor.

terenului de fundare, precum și rezervarea fondurilor necesare refacerii lucrărilor afectate;

— *risc necunoscut*, care provine ca urmare a ignoranței sau superficialității celor ce proiectează sau execută necorespunzător construcții amplasate pe depozite loessoide sensibile la umezire.

Proiectantul, în funcție de importanța și durata construcției, este cel ce are latitudinea și obligația de a alege unul din primele trei tipuri de risc, care să asigure gradul de siguranță necesar construcției respective, în condiții de eficiență economică, însă fără implicarea vreunui pericol pentru viața oamenilor sau pentru producerea de pagube materiale. Acceptarea *riscului calculat*, ca urmare a evoluțiilor calitative ale tehnicii actuale de construcții, constituie uneori soluția mai economică pentru anumite categorii de lucrări [96]; de aceea, proiectantul trebuie să acorde atenția cuvenită analizei acestui tip de risc.

Stadiul actual al proiectării construcțiilor amplasate pe depozite loessoide cînd structura, fundația și terenul de fundare sînt în mod convențional calculate ca elemente separate, independente, poate duce la o proiectare neeconomicoasă sau la o subdimensionare nedorită în ceea ce privește stabilitatea construcției proiectate.

În proiectarea curentă a construcțiilor amplasate pe depozite loessoide deformabile prin umezire, nu se ține seama în toate cazurile de conlucrarea dintre structură-fundație-teren. Extinderea metodei de calcul bazată pe interacțiunea dintre teren-fundație-structură va elimina carențele metodei actuale de proiectare și va permite asigurarea gradului de siguranță corespunzător tipului de construcție proiectat [17]. În acest sens sînt necesare studii și cercetări suplimentare.

Pentru legarea corectă a metodelor de calcul de natura fenomenelor fizice care au loc, se impune de asemenea cunoașterea mai aprofundată a caracteristicilor reale ale terenului de fundare, a diferențelor ce există între pămîntul din amplasament, proba de laborator și materialul idealizat, precum și a modului cum aceste caracteristici influențează stabilitatea construcției în timp.

Ca urmare a indicațiilor de partid și de stat care urmăresc conservarea și utilizarea rațională a fondului funciar al țării, în prezent se realizează multe construcții pe terenuri de fundare care în stare naturală, înainte de îmbunătățirea lor, au caracteristici geotehnice slabe.

Depozitele loessoide cuprinzînd loessurile și pămînturile loessoide, prin sensibilitatea lor la umezire și prin grosimea lor în general importantă, creează condiții nefavorabile realizării unor lucrări de construcții sigure și economice, generînd totodată greutăți în proiectare, în execuție și în exploatarea lor.

Se consideră astfel necesar să se sublinieze importanța efectuării unor studii amănunțite și complete necesare pentru aprecierea cît mai exactă a comportării terenurilor de fundare formate din depozite loessoide sensibile la umezire sau îmbunătățite, atunci cînd se pune problema proiectării fundației unei construcții, cunoscînd că valoarea fundației se poate ridica pînă la 25% din valoarea totală a construcției respective și poate necesita pînă la 40% din timpul de realizare a întregii construcții.

Se impune cu atît mai mult să se asigure studii complete de geotehnică pentru alegerea soluțiilor de fundare cît mai eficiente, dacă se ia în considerație și creșterea costului clădirilor realizate pe depozite loessoide, față de cele executate pe pămînturi obișnuite.

Seminarul organizat de Comisia economică pentru Europa a O.N.U. la București, în perioada 14—18 octombrie 1974, a scos în relief preocuparea pe plan mondial a constructorilor de a găsi soluții eficiente de fundare pe terenuri dificile. Cifrele prezentate la acest simpozion de către R. S. România, R. P. Bulgaria, R. P. Ungară și U.R.S.S. au arătat că pentru asemenea terenuri, costurile suplimentare ale clădirilor, în comparație cu cele realizate pe terenuri de fundare normale, variază între 5 și 70%, în funcție de tipul construcției, numărul de niveluri etc. [149, 150].

Prezența loessurilor și pămînturilor loessoide fiind semnalată pe întinse zone ale țării, iar costul construcțiilor realizate pe asemenea terenuri fiind mai ridicat, studiul proiectării economice al sistemelor de fundare respective devine tot mai actual. Tot mai actuală apare și necesitatea modernizării și perfecționării atît a aparaturii cît și a metodelor de cercetare geotehnică care în prezent nu se ridică încă, din punct de vedere tehnic și al automatizării, la nivelul aparaturii de cercetare, măsurare și control din alte sectoare de activitate.

Introducerea pe scară mai largă a progresului științific, prin stabilirea unor legi de comportare sub încărcare a pămînturilor puternic deformabile mai apropiate de comportarea lor reală, utilizarea cercetării statistice în determinarea metodelor de calcul bazate pe procedeele concrete de cercetare a pămînturilor și legarea rezultatelor teoretice de măsurătorile *in situ*, vor constitui un progres real în acest domeniu și o garanție că toate lucrările de construcții, amplasate pe pămînturi dificile, vor fi proiectate și realizate în condiții de strictă economicitate și la un grad de siguranță necesar.

1.2. Definiții și generalități privind pămînturile sensibile la umezire

Pămînturile sensibile la umezire sînt acele pămînturi care sub acțiunea încărcărilor transmise de fundații sau numai sub greutatea proprie, se tasează suplimentar, preferențial pe direcție verticală, atunci cînd umiditatea lor crește peste anumite limite.

1. INTRODUCERE

1.1. Importanța studierii terenurilor de fundare dificile

Amplasarea construcțiilor se face de obicei pe baza unor criterii în care, de cele mai multe ori, calitățile terenului de fundare intervin cu o pondere neînsemnată. Aceasta face ca numeroase construcții să fie realizate pe terenuri de fundare dificile, cum sînt cele formate din depozite loessoide, caracterizate printr-o mare sensibilitate la umezire.

Existența frecventă a unor astfel de situații a impus ca cercetările în domeniul mecanicii pămînturilor dificile să se dezvolte în ultima perioadă de timp, depășind cu mult stadiul investigațiilor geologice.

Scopul cercetărilor complexe, care au început să fie efectuate în ultima vreme în acest domeniu, a fost acela de a garanta construcțiilor realizate pe astfel de terenuri, un anumit grad de siguranță în exploatare. Varietatea factorilor care concură la asigurarea corespunzătoare a construcțiilor implică noțiunii de siguranță un caracter probabilistic. În cadrul acestuia, constructorul, în calitate de proiectant și executant, trebuie să conceapă și să realizeze lucrările respective de construcții pentru o anumită probabilitate a comportării lor ireproșabile. Se cunoaște din profesia de constructor că niciodată nu a fost atinsă siguranța absolută a construcțiilor, ceea ce presupune acceptarea de la început a unui risc [124].

În cazul terenurilor de fundare alcătuite din depozite loessoide sensibile la umezire, dificultatea abordării problemelor de fundare pe astfel de pămînturi provine din faptul că umezirea lor are un caracter accidental, cu localizări și desfășurări în timp necunoscute. De aceea, realizarea construcțiilor pe astfel de terenuri este legată de unul din următoarele tipuri de risc [96]:

— *risc eliminat*, realizat printr-o soluție de fundare care exclude posibilitatea oricărei tasări determinată de umezirea terenului de fundare;

— *risc acceptat*, care reduce posibilitatea dezvoltării tasărilor prin măsuri de combatere a fenomenelor care produc aceste tasări;

— *risc calculat*, care provine din realizarea construcțiilor fără măsuri speciale de asigurare a acestora, dar cu luarea în considerare a unei eventuale deformații defavorabile, determinată de umezirea și tasarea

5. Deformațiile depozitelor loessoide 130

5.1. Presiunea critică. Umiditatea critică 130
5.1.1. Generalități despre presiunea critică 130
5.1.2. Condițiile de apariție a tasării suplimentare 133
5.1.3. Calculul adîncimii de la care începe tasarea suplimentară sub sarcina geologică. Calculul presiunii critice 135
5.1.4. Umiditatea critică 137
5.2. Calculul perioadei de apariție și stabilizare a tasării suplimentare 140
5.3. Calculul tasării suplimentare absolute, cu luarea în considerare a efectului de arc 143
5.3.1. Determinarea stării de eforturi în depozitele loessoide umezite 143
5.3.2. Calculul tasării suplimentare absolute în funcție de timp, în condițiile efectului de arc 147
5.4. Calculul tasării totale 148
5.4.1. Caracteristicile generale ale deformării depozitelor loessoide umezite 148
5.4.2. Calculul tasării suplimentare absolute produsă de sarcina geologică ... 156
5.4.3. Calculul tasării totale sub acțiunea sarcinii geologice și încărcării exterioare 158
5.5. Coeficienții condițiilor de lucru 164
5.6. Calculul deplasărilor orizontale. Rosturile de tasare. 170
5.6.1. Apariția crăpăturilor determinate de prismele de pămînt surpate ... 170
5.6.2. Calculul deplasărilor orizontale determinate de apariția crăpăturilor de surpare 175
5.6.3. Dimensionarea rosturilor de tasare 179
5.7. Variația tasării suplimentare în timp, ca proces reologic 185
5.7.1. Dinamica dezvoltării în timp a tasării suplimentare 185
5.7.2. Determinarea tasării suplimentare în funcție de timp și de cantitatea de apă infiltrată 193
5.7.3. Calculul cantității de apă necesară umezirii prealabile a depozitelor loessoide 194

6. Calculul terenului de fundare prin metoda stărilor limită 199
6.1. Principiile de calcul 199
6.2. Influența tasării suplimentare asupra structurii de rezistență 203
6.3. Particularitățile de calcul ale terenului de fundare alcătuit din depozite loessoide sensibile la umezire 212

7. Caracterizarea sensibilității la umezire a depozitelor loessoide 214
7.1. Metode de apreciere a sensibilității la umezire 214
7.2. Stabilirea grupei de încadrare a terenurilor de fundare formate din depozite loessoide sensibile la umezire 214

8. Teoria reologică a deformațiilor suplimentare 226
8.1. Natura reologică a procesului de tasare suplimentară 226
8.2. Modelele reologice pentru studiul depozitelor loessoide 227
8.3. Ecuațiile diferențiale ale procesului de tasare suplimentară 228
8.4. Criteriile de similitudine ale procesului de tasare suplimentară 230
8.5. Ecuația de stare în formă complexă 233
8.6. Model reologic propus pentru pămînturi sensibile la umezire, supuse la încărcări exterioare 234

9. Cercetări in situ pe poligoane experimentale 236
9.1. Generalități 236

9.2. Indicații privind experimentarea în poligoane 237
9.3. Cercetările din R. S. România pe poligoane experimentale 242
9.3.1. Generalități 242
9.3.2. Cercetările experimentale din municipiul Galați 244
9.3.3. Raporturile criteriale pentru interacțiunea dintre procesul de infiltrație și procesul de tasare suplimentară 255
9.4. Condițiile de similitudine în cazul utilizării modelelor de incinte experimentale 259

Anexe 262

Anexa I. Calculul construcțiilor prin metoda stărilor limită 262
I.1. Caracteristicile geotehnice ale terenului de fundare 262
I.2. Calculul la starea limită de deformație 265
I.3. Calculul la starea limită de capacitate portantă 268
I.4. Calculul pe baza presiunilor convenționale de calcul 269

Anexa II. Unitățile de măsură ale sistemului internațional (SI) și raportul acestuia cu unitățile altor sisteme 270

Anexa III. Multiplii și submultiplii zecimali ai unităților SI 271

Bibliografia 272

minare a caracteristicilor de rezistență și de deformabilitate a loessurilor și pămînturilor loessoide, exemplificate cu valori obținute în laborator și pe teren.

Lucrarea permite rezolvarea mai eficientă a fundării construcțiilor pe terenuri deformabile de tipul loessurilor și pămînturilor loessoide sensibile la umezire sau îmbunătățite prin compactare cu maiul greu, cu coloane de pămînt, prin preumezire simplă sau prin preumezire și explozii, în condițiile unor costuri minime. Avînd în vedere importanța deosebită pe care o reprezintă soluțiile de îmbunătățire a terenurilor de fundare puternic compresibile la umezire, cît și volumul de material ce ar trebui prezentat în acest domeniu, descrierea acestor procedee se va face într-o altă lucrare.

În obținerea îndrumărilor și sugestiilor de ordin tehnico-științific, autorii s-au bucurat de un real sprijin din partea specialiștilor din țara noastră cu ocazia avizării lucrărilor de cercetare; ei aduc pe această cale mulțumirile lor prof. ing. I. Stănculescu, laureat al premiului de stat, prof. dr. ing. T. Silion, conf. dr. ing. I. Antonescu și dr. ing. R. J. Bally.

De asemenea, aduc mulțumirile lor prof. dr. ing. Abbas Ali Mustafaev (U.R.S.S.) care, prin schimbul de idei și prin lucrările sale publicate ce conțin bazele mecanicii depozitelor loessoide, a oferit autorilor posibilitatea de a aborda mai rațional problemele legate de cercetarea și proiectarea construcțiilor realizate pe terenuri de fundare formate din depozite loessoide sensibile la umezire sau pe terenuri de același tip, ale căror calități au fost îmbunătățite prin compactare.

Autorii

CUPRINS

PREFAȚA 7

1. **Introducere** 13
   1.1. Importanța studierii terenurilor de fundare dificile 13
   1.2. Definiții și generalități privind pămînturile sensibile la umezire 15

2. **Caracteristicile și proprietățile fizico-chimice și mineralogice ale depozitelor loessoide sensibile la umezire** .....
   2.1. Clasificare și geneză 18
   2.2. Compoziția chimică și mineralogică 18
   2.3. Structura și textura 20
   2.4. Porozitatea, greutatea volumică și densitatea 23
   2.5. Umiditatea, plasticitatea și permeabilitatea 28
   2.6. Granulozitatea. Limitele de variație a caracteristicilor fizico-mecanice 32 41

3. **Legile de umezire a depozitelor loessoide sensibile la umezire** 49
   3.1. Generalități 49
   3.2. Legea generalizată a lui Darcy. Ecuația de saturație a pămîntului 49
   3.3. Metoda de rezolvare a ecuației de saturație 53
   3.4. Mișcarea nestaționară unidimensională a fluxului de filtrație 58
      3.4.1. Infiltrația nepermanentă verticală ascendentă și descendentă 58
      3.4.2. Infiltrația apei în pămîntul bistrat .....
      3.4.3. Stabilirea frontului de umiditate ținînd seama de tasarea suplimentară 63
      3.4.4. Metoda aproximativă de rezolvare a problemei nestaționare de umectare a depozitelor loessoide 65
   3.5. Determinarea zonelor de umezire ale depozitelor loessoide 74
      3.5.1. Ecuația diferențială a procesului de umezire 74
      3.5.2. Umezirea unidimensională și bidimensională a depozitelor loessoide ... 78

4. **Influența unor factori asupra procesului de tasare suplimentară a depozitelor loessoide** .....
   4.1. Generalități și definiții 85
   4.2. Variația tasării suplimentare specifice în funcție de modificarea încărcărilor de consolidare și a umidității 85
   4.3. Influența apei infiltrate asupra tasării suplimentare 90
      4.3.1. Reducerea capacității de rezistență prin umezire 94
      4.3.2. Influența apei calde asupra tasării suplimentare 94
   4.4. Tasarea suplimentară sub acțiunea încărcărilor de scurtă durată (ciclice)... 98
   4.5. Considerații privind încercarea la compresiune a probelor extrase din depozitele loessoide. .....
      4.5.1. Compresiune cu dilatare laterală împiedicată 100
      4.5.2. Compresiune cu dilatare laterală parțial împiedicată 100
      4.5.3. Compresiune în cîmp gravitațional simulat 106
   4.6. Proprietățile de deformabilitate a depozitelor loessoide îmbunătățite ... 115 123
      4.6.1. Generalități 123
      4.6.2. Caracteristicile de deformație și de rezistență 124

LES FORMATIONS LOESSOIDES COMME TERRAINS DE FONDATION

L'ouvrage analyse le problème des fondations pour les bâtiments implantés sur des terrains difficiles, formés par des couches loèssoides (dans leur état naturel ou bien améliorés par des procédés connus).

On y présente: les caracteristiques physiques et mécaniques des formations loessoides sensibles à l'humidification qu'on trouve en Roumanie, les lois de l'humectage concernant ces terrains, le calcul des déformations produites par la charge géologique ainsi que par les charges extérieures, les principes de calcul selon la methode des états limites, les critères pour déterminer la sensibilité à l'humectage ainsi que les principes de la réalisation des essais „in situ" (y compris les résultats obtenus sur les champs d'essais en Roumanie).

Pour le calcul des déformations on présente une méthode qui utilise la relation non-linéaire entre efforts et déformations.

De même, on présente plusieurs exemples pour le calcul des déformations, pour venir ainsi à l'aide des techniciens qui s'occupent du calcul des fondations à realiser sur les formations loessoides.

L'ouvrage donne tous les éléments nécessaires pour le calcul rationnel des fondations et structures implantées sur les terrains déformables constitués par des formations loessoides sensibles à l'humectation ou bien pour les terrains de même composition dont les qualités ont été améliorées par la technique du compactage (à l'aide du marteau-pilon ou des pieux en terre), de la prehumidification et de la prehumidification suivie d'explosion.

Les connaissances présentées reposent sur l'expérience (dans le domaine) des auteurs, expérience qui s'étale tout au long de deux derniers décennies, ainsi que sur les recherches expérimentales effectuées pendant la période des années 1968—1974 dans les villes de: Galaţi, Iaşi, Tulcea, Constanţa et Bucarest. En même temps, on a utilisé les résultats de plus importants études et recherches nationales et internationales, concernant l'utilisation des formations loessoides en tant que terrains de fondations.

L'ouvrage est déstiné aux ingenieurs et techniciens travaillant dans la recherche, le calcul et l'exécution des fondations, ainsi qu'aux etudiants qui se préparent pour ces métiers.

PREFAŢA

Interesul internaţional manifestat cu ocazia organizării la Bucureşti în anul 1974 de către Comisia Economică pentru Europa a O.N.U. a unui seminar privind realizarea construcţiilor pe terenuri dificile justifică abordarea temei intitulată „Depozitele loessoide ca terenuri de fundare", avînd în vedere implicaţiile deosebite pe care problemele de fundare pe astfel de terenuri le pot avea asupra proiectării şi execuţiei, în condiţiile de siguranţă şi economicitate a construcţiilor.

Lucrarea abordează problema fundării pe terenuri formate din depozite loessoide (loessuri şi pămînturi loessoide). Asemenea pămînturi afectează zone întregi din ţara noastră (jud. Iaşi, Vaslui, Galaţi, Brăila, Tulcea, Ialomiţa, Constanţa etc.), ridicînd probleme dificile nu numai în proiectare ci şi în exploatarea construcţiilor realizate pe astfel de terenuri.

În lucrare sînt prezentate caracteristicile fizico-mecanice ale depozitelor loessoide sensibile la umezire din ţara noastră, în deosebi a celor care prezintă dificultăţi mai mari în condiţii de umezire, legile de umezire ale acestora, calculul deformaţiilor depozitelor loessoide, caracteristicile de rezistenţă ale acestor pămînturi, principiile de dimensionare în condiţiile deformării terenului de fundare, calculul terenului de fundare prin metoda stărilor limită. Totodată sînt prezentate criteriile de determinare a sensibilităţii la umezire precum şi principiile de efectuare a experimentărilor *in situ*, inclusiv rezultatele obţinute în unele poligoane experimentale din R. S. România.

Lucrarea se bazează atît pe experienţa de circa două decenii a autorilor cît şi pe o serie de cercetări experimentale efectuate în perioada anilor 1968—1976 în oraşele Galaţi, Iaşi, Tulcea, Constanţa şi Bucureşti, ale căror rezultate sînt sistematizate şi prezentate în scopul justificării metodei de calcul a deformaţiilor bazată pe relaţia neliniară între eforturi şi deformaţii — metodă modernă de calcul. Totodată sînt utilizate şi rezultatele celor mai importante studii şi cercetări realizate în ţară şi în străinătate cu privire la depozitele loessoide folosite ca terenuri de fundare.

O serie de aplicaţii cuprinse în această lucrare vin de asemenea în sprijinul proiectanţilor şi cercetătorilor care proiectează astfel de terenuri de fundare.

În lucrare sînt analizate critic diferitele metode de încercare a pămînturilor, prezentîndu-se totodată metodele cele mai avansate de deter-

În lucrare sînt prezentate caracteristicile fizice și mecanice ale formațiunilor loessoide sensibile la umezire care se găsesc în țara noastră, legile de umezire ale unor asemenea pămînturi, calculul deformațiilor produse de sarcina geologică și de încărcările exterioare, principiile de calcul după metoda stărilor limită specifice pămînturilor sensibile la umezire, criteriile de determinare a sensibilității la umezire precum și principiile de realizare a încercărilor *in situ* (cuprinzînd rezultatele pe poligoanele de încercări din România). Pentru calculul deformațiilor este prezentată o metodă care utilizează relația neliniară între eforturi și deformații.

Lucrarea oferă elementele necesare pentru calculul fundațiilor și structurilor situate pe terenuri deformabile, constituite din depozite loessoide sensibile la umezire, sau pe terenuri de același tip, ale căror calități au fost îmbunătățite prin compactare. De asemenea, sînt prezentate mai multe exemple de calcul care vin în ajutorul celor ce se ocupă de calculul fundațiilor realizate pe depozite loessoide.

Lucrarea se adresează inginerilor și tehnicienilor din învățămînt, cercetare, proiectare și execuție care lucrează în domeniul construcțiilor ce se realizează pe terenuri de fundare dificile, precum și studenților de la facultățile de construcții.

LOESSOID FORMATIONS AS FOUNDATION SOILS

This work analyzes the problem of buildings erected on difficult foundation soils, consisting of loess layers in their natural or improved conditions — obtained by known processes.

There are shown the physical and mechanical properties of wetting loessoid formations in Romania, the wetting laws referring to these soils, the calculation of deformation, induced by geological and external loads, calculation principles with limit state method, criteria for determination of the wetting sensitivity as well as the principles of „in situ" tests (including the results obtained in the testing fields of Romania).

A method for deformation calculation, which uses the nonlinear relationship between strains and stresses is presented.

In order to help the technical personnel to calculate foundations built in loessoid soils there are also given several calculation examples of deformation.

This work supplies all the elements necesary for rational calculation of foundations and structures, founded on deformable soils, consisting of wet sensitive loessoid deposits or similar types of soils, with qualities improved by compaction (with heavy sledge, heavy planer or earth piles) by previous wetting (or previous wetting followed by explosions).

The presented data are based on the author's experience, acumulated during the last twenty years as well as on experimental researches, made between 1968 and 1974 in the folowing towns: Galați, Iași, Tulcea, Constanța and Bucharest. The book introduces also results of the most important studies and national/international research with reference to the loessoid layers used as foundation soils.

This work is meant to be a helpful guide for engineers and technical personnel, employed in research, design and execution of foundations as well as to the students interested in these subjects.

VLADIMIR D. DIANU MIRCEA ISTRATE

DEPOZITELE LOESSOIDE CA TERENURI DE FUNDARE

EDITURA TEHNICĂ
București